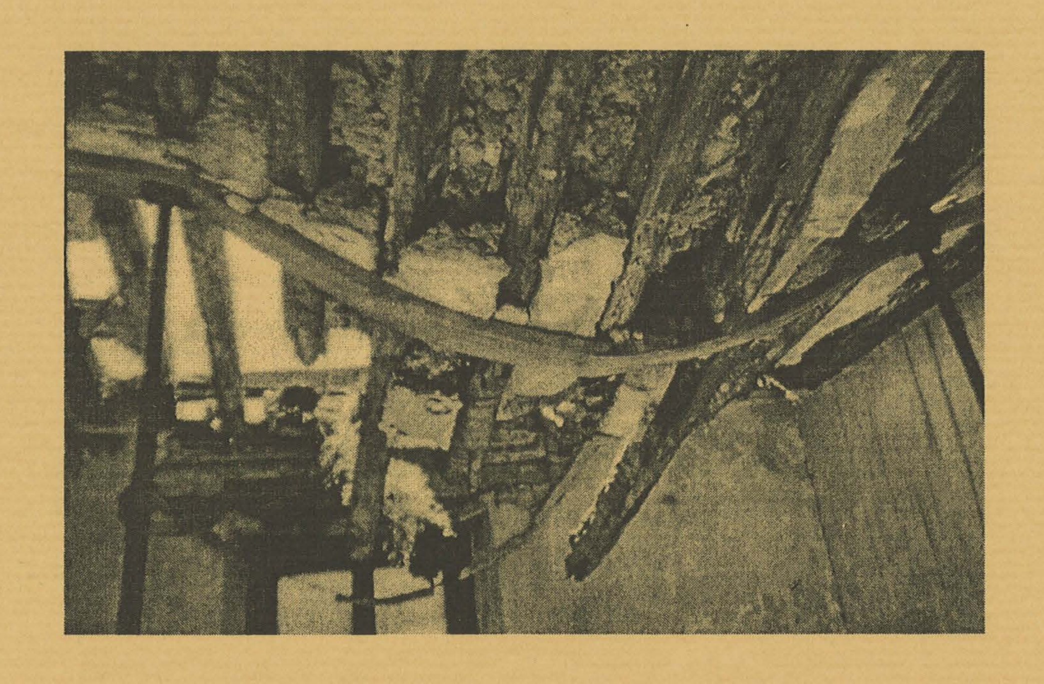
REFUERZO
de
FORJADOS ANTIGUOS

I: de madera

por

José Miguel Ávila Jalvo



CUADERNOS
DEL INSTITUTO
JUAN DE HERRERA
DE LA *ESCUELA DE*
ARQUITECTURA
DE MADRID

1-19-02

REFUERZO
de
FORJADOS ANTIGUOS

I: de madera

por

José Miguel Ávila Jalvo

CUADERNOS
DEL INSTITUTO
JUAN DE HERRERA
DE LA *ESCUELA DE*
ARQUITECTURA
DE MADRID

1-19-02

CUADERNOS
DEL INSTITUTO
JUAN DE HERRERA

0 VARIOS
1 ESTRUCTURAS
2 CONSTRUCCIÓN
3 FÍSICA Y MATEMÁTICAS
4 TEORÍA
5 GEOMETRÍA Y DIBUJO
6 PROYECTOS
7 URBANISMO
8 RESTAURACIÓN

NUEVA NUMERACIÓN

1 Área
19 Autor
02 Ordinal de cuaderno (del autor)

Refuerzo de forjados antiguos I: de madera

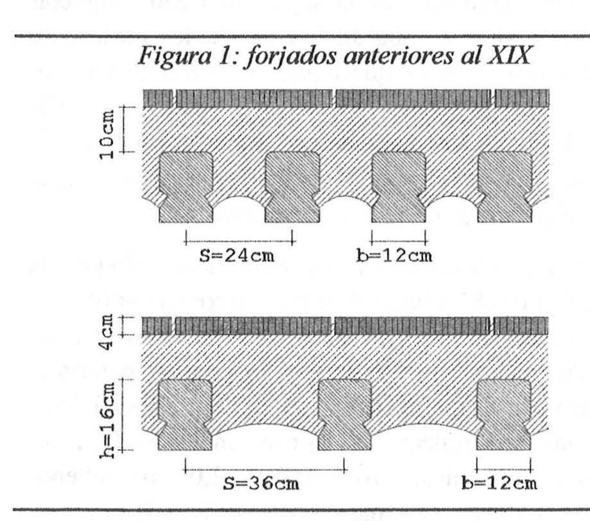
Instituto Juan de Herrera.
Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.
Gestión y portada: Pablo Vegas González.
CUADERNO 147.01 / 1-19-02
ISBN: 84-9728-066-0 (obra completa)
ISBN: 84-9728-067-9 (I: de madera)
Depósito Legal: M-24945-2003

1 ANÁLISIS DE FORJADOS DE MADERA

1.1 TIPOS

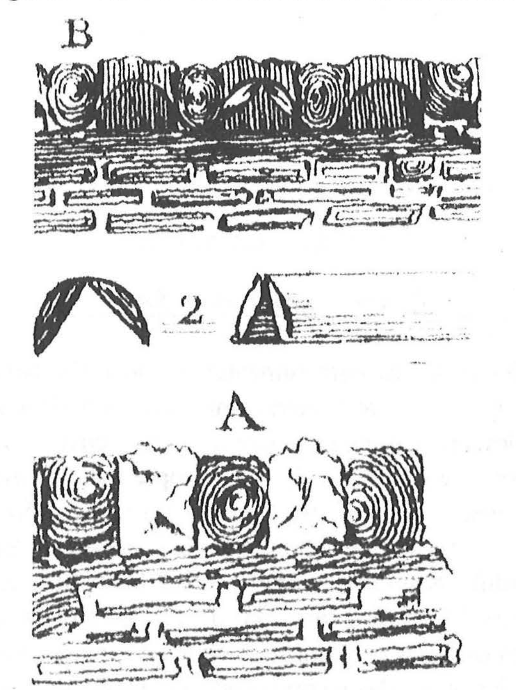
En la figura 1 —cuyas cotas no vienen al caso ahora— se representa el tipo frecuentemente empleado en los edificios anteriores al XIX y que se siguió haciendo, al menos en pequeñas poblaciones, hasta mediado el siglo XX cuando se buscaba una razonable calidad y la urgencia no apremiaba. Mientras no hubo una demanda excesiva, la madera de estos forjados no estaba contaminada, la escuadría de todas las piezas era similar y las entrecalles tenían un ancho muy parecido entre sí. Para asegurar la estabilidad del entrevigado, compuesto básicamente de mortero de yeso y material cerámico, se calzaba en unas hendiduras hechas en el lateral de las viguetas. Normalmente, el encofrado era desmontable, empleando dos costeros articulados llamados galápagos (figura 2, 2). A veces, en edificios o salones de prestancia, ese encofrado era una chapa metálica abovedada decorada con relieves que se dejaba perdido, como elemento decorativo. Entonces suele haber una separación mayor entre viguetas (figura 1 inferior) gracias a la estabilidad que le otorga esta bovedilla, pero, en general, calle y entrecalle tienen un ancho similar.

Figura 1: forjados anteriores al XIX



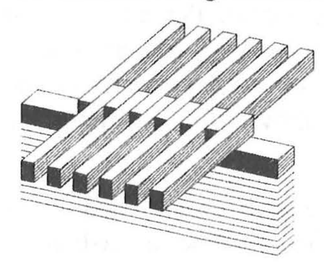
Cuando las habitaciones ocupan todo el ancho de la crujía este forjado se solía dejar visto por debajo, otras veces se colocaban cielorasos o revocos de yeso clavados a la madera. En este caso, para ocultar la arista viva del encuentro techo-pared (que delataría las imperfecciones de los paños) se añadían molduras de escayola en el contorno. Este acabado liso es adecuado cuando la crujía se compartimenta, ya que la tabiquería interfiere visualmente si se dejan vistas las viguetas del techo.

Figura 2: Juan de Villanueva. Arte de albañilería



El enorme auge de la edificación desde el último tercio del XIX hace que se desarrollen tipos más económicos que ya dibujaba Villanueva en su tratado (figura 2 A), y en los que la calidad cae rotundamente; tanto en los rellenos como en el empleo de madera contaminada e irregular (véase también figura 4, 4). El entrevigado deja de ser abovedado y acuñado en la madera y basa su estabilidad en sistemas rápidos, económicos y poco vistosos, como la tomiza y la ausencia de flexión del relleno de la entrecalle asegurada por la mínima separación entre viguetas. Por ello, la separación empleada es la que iguala el ancho de vigueta y de relleno, que es el valor mínimo para que, sobre los muros, se puedan cruzar las dos familias de viguetas de las crujías adyacentes (figura 3), aunque eso sólo sea en teoría, ya que la falta de uniformidad de tales forjados hace que el valor de s/b (fig. 1) oscile entre 2,0 y 2,5.

Figura 3: Entrecruzado de viguetas sobre los muros



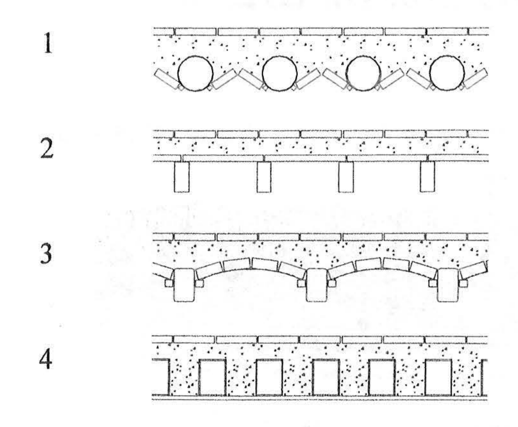


Figura 4: otros tipos de forjado

Muchas veces, para aumentar la renta de las parcelas, se ocupó su parte trasera, anteriormente dedicada a corrales, con edificios de peor calidad, y cuyos forjados son también malos debido casi siempre a lo precario del entrevigado (figura 4, esquemas 1, 2 ó 3). Estos forjados ínfimos pueden encontrarse, así mismo, en las buhardillas de muchos edificios aceptables y también hay variantes aligeradas derivadas del esquema de la figura 4, 4 en edificios recrecidos con nuevas plantas añadidas sobre las originales y con las que, de nuevo, se busca un aumento de la renta, gracias a las mejores condiciones de edificabilidad con que ordenanzas posteriores a la construcción inicial incentivaban la actividad urbana dentro del casco histórico. Muchos de estos forjados son difícilmente mantenibles en una intervención integral.

Con todo esto estoy tratando de indicar dónde se debe prestar atención y a qué, cuando se realizan las inspecciones iniciales de los edificios. No sólo en las zonas húmedas, sino detectando añadidos posteriores y superiores.

1.2 EVALUACIÓN DE ACCIONES

Las normas de acciones actuales contemplan sólo tangencialmente los pesos de estos forjados y debe ponerse especial atención en la posible existencia de dobles solados o de grandes rellenos que se hayan podido añadir a lo largo de la vida del edificio para nivelar deformaciones antiguas. Por ambas causas, conviene establecer los pesos mediante geometría y densidad. Medir espesor, escuadría, separación de viguetas y ocupación del entrevigado y determinar la densidad de cada componente.

Pero para reducir este trabajo, además de para eliminar dudas respecto del procedimiento, se realiza ahora la evaluación de cargas de los dos casos expuestos en la figura 1.

En dicha figura, viene indicada la geometría necesaria para realizar los cálculos. Además de eso, se considera que el entrevigado ocupa un rectángulo equivalente al 75% del espacio dejado por las viguetas y que las densidades son: madera, 0,6; relleno, 1,5, y solado, 2,0. De todo ello, resulta:

Figura 5: Peso permanente de los forjados de la figura 1

solado de 4 cm y densidad 2,00	0,80 kN/m²
relleno de 10cm y densidad de 1,50	1,50 kN/m²
viguetas: 16x12cm a 24cm y densidad 0,60	0,48 kN/m²
entrevig. 0,16·0,12·0,75 a 0,24 y densidad 1,50	0,90 kN/m²
PESO DEL CASO DE ARRIBA (*s/b=2,0*)	**3,68** kN/m²
solado de 4 cm y densidad 2,00	0,80 kN/m²
relleno de 10cm y densidad de 1,50	1,50 kN/m²
viguetas: 16x12cm a 36cm y densidad 0,60	0,32 kN/m²
entrevig. 0,16·0,24·0,12 a 0,36 y densidad 1,50	1,20 kN/m²
PESO DEL CASO DE ABAJO (*s/b=3,0*)	**3,82** kN/m²

La poca incidencia de la separación entre viguetas queda clara si se comparan los resultados de los dos casos analizados, en los que aunque *s/b* varia de 2 a 3 los pesos correspondientes sólo lo hacen un 4% (=3,82/3,68), lo que permite concluir que basta medir una separación media donde esta distancia esté a la vista, o abrir alguna cala en zonas representativas.

En cuanto a la densidad, si se hubiera tomado para la madera 0,4 ó 0,8 en lugar de 0,6 la diferencia volvería a ser pequeña (un 4%), lo que vuelve a resultar poco relevante (siempre que no se confundan unos materiales con otros, evidentemente). Por tanto, es suficiente aproximación emplear los valores indicados por las normas de acciones: Los solados, 2,0; los rellenos arenosos, 1,5 y los cerámicos o los yesos, 1,2.

Naturalmente, esto no supone desatender la toma de datos, sino aproximarse a la realidad en la medida que resulte razonable para detectar lo significativo. En ocasiones no se tiene acceso fácil, o el costo o el daño que producen las calas aconseja reducirlas al mínimo. De lo dicho se concluye que el criterio de búsqueda se debe basar en determinar el tipo de forjado en cada zona del edificio, en medir espesores y sus variaciones para detectar rellenos y en conocer los materiales constituyentes. Lo demás, vale con establecer promedios.

REPERCUSIÓN DE VARIOS PARÁMETROS EN EL PESO TOTAL DEL FORJADO

canto total inicial	0,26 m (solado+relleno+zona de viguetas (viguetas y entrevigado)) (0,28m cuando se pone doble solado)
baldosa de solado	varía entre 0,02 y 0,04 cm densidad 25
relleno	varía entre 0,00 y 0,12 m densidad 15
zona de viguetas	varía entre 0,24 y 0,12 m densidad madera 6 y entrevigado 12
separación a ejes de viguetas	0,24 m (variando la relación b/s entre 2,00 y 3,00)
sobrecargas	uso 2,00 kN/m² y tabiquería 1,00 kN/m²

		vigueta----------		entrev		pesos parciales---------			peso	en porcentajes-------			%peso propio
solado	relleno	canto	ancho	ancho	s/b	vig+entr	relleno	solad	total	%vigu	%rell	%solad	/ total
0,02	0,12	0,12	0,08	0,16	3,0	1,20	1,80	0,50	**6,50**	18	28	8	54
			0,10	0,14	2,4	1,14	1,80	0,50	**6,44**	18	28	8	54
			0,12	0,12	2,0	1,08	1,80	0,50	**6,38**	17	28	8	53
0,02	0,08	0,16	0,08	0,16	3,0	1,60	1,20	0,50	**6,30**	25	19	8	52
			0,10	0,14	2,4	1,52	1,20	0,50	**6,22**	24	19	8	51
			0,12	0,12	2,0	1,44	1,20	0,50	**6,14**	23	20	8	51
0,02	0,04	0,20	0,08	0,16	3,0	2,00	0,60	0,50	**6,10**	33	10	8	51
			0,10	0,14	2,4	1,90	0,60	0,50	**6,00**	32	10	8	50
			0,12	0,12	2,0	1,80	0,60	0,50	**5,90**	30	10	8	48
0,02	0,00	0,24	0,08	0,16	3,0	2,40	0,00	0,50	**5,90**	41	0	8	49
			0,10	0,14	2,4	2,28	0,00	0,50	**5,78**	39	0	9	48
			0,12	0,12	2,0	2,16	0,00	0,50	**5,66**	38	0	9	47
doble solado:													
0,04	0,12	0,12	0,08	0,16	3,0	1,20	1,80	1,00	**7,00**	17	26	14	57
			0,10	0,14	2,4	1,14	1,80	1,00	**6,94**	16	26	14	56
			0,12	0,12	2,0	1,08	1,80	1,00	**6,88**	16	26	14	57
0,04	0,08	0,16	0,08	0,16	3,0	1,60	1,20	1,00	**6,80**	24	18	15	57
			0,10	0,14	2,4	1,52	1,20	1,00	**6,72**	23	18	15	56
			0,12	0,12	2,0	1,44	1,20	1,00	**6,64**	22	18	15	55
0,04	0,04	0,20	0,08	0,16	3,0	2,00	0,60	1,00	**6,60**	30	9	15	54
			0,10	0,14	2,4	1,90	0,60	1,00	**6,50**	29	9	15	53
			0,12	0,12	2,0	1,80	0,60	1,00	**6,40**	28	9	16	53

Figura 6 Resultados de la variación de los datos geométricos de los forjados

En esta figura 6 se varían los parámetros geométricos de un forjado genérico de 26 cm de canto total para extraer conclusiones generales. Los tres últimos bloques contemplan además la incidencia de un doble solado.

Del conjunto de números mostrados, veamos los más representativos: No es relevante la separación entre viguetas —como ya había sido comentado— dada la poca variación de peso que se produce entre cada bloque de tres líneas (que muestran la variación *s/b* entre 2 y 3); De primera importancia es el canto de la vigueta respecto del canto total o, si se quiere, el grueso del relleno de solado. Esta incidencia, que se lee comparando entre bloques de tres líneas, modifica el peso total un 15% (oscila entre 6,50 kN/m² y 5,66 kN/m²). Finalmente, los dobles solados y los rellenos añadidos al espesor inicial aumentan el peso, tanto más, en la medida que suponen un aumento del canto total (sólo duplicar el solado, sin aumento de relleno, supone casi un 10% de incremento).

1.3 NORMATIVA DE LA MADERA

En un edificio en el que se realice una rehabilitación integral debe estar previsto el estudio de la madera, tanto para determinar sus características resistentes como, lo que es de mucha mayor trascendencia, para conocer su estado de contaminación y deterioro.

Este capítulo es un breve resumen de la situación actual para el cálculo de estructuras de madera (Código Técnico de la Edificación: *Estructuras de madera*; parte 2; EC-5 y textos del AITIM).

En caso de no disponer de ensayos que determinen la calidad resistente de la madera puede realizarse el cálculo preliminar con una calidad reducida (C16-C18) que oriente hacia cuál sea la información más relevante.

Se exponen ahora los aspectos esenciales de la normativa de aplicación en este tipo de forjados. En el capítulo 1.4 se realizará un peritaje con el desarrollo de los cálculos que se definen en este capítulo 1.3.

1.3.1 Valores característicos

Los valores característicos de resistencia del material se obtienen con las denominadas *Clases resistentes*. Se incluyen aquí los de las clases C18 y C24. Pero cada especie y calidad influyen en su ubicación dentro de esta clasificación. En España hay dos denominaciones, la ME-2 que coincide con la clase C-18 y la ME-1 que depende de la especie: desde C24 para *pinaster* o *radiata*, hasta C-35 para *laricio*, pasando por C30 para *silvestre*. Las magnitudes están reflejadas en kN/cm².

Figura 7: Valores característicos de la madera

clase resistente	C-18/ME-2	C-24/(ME-1)
Flexión	1,80	2,40
Tracción paralela	1,10	1,40
Tracción transversal	0,03	0,04
Compresión paralela	1,80	2,10
Compresión transversal	0,48	0,53
Cortadura	0,20	0,25
Mód de elast. paralelo medio	900	1.100
Mód de elast perpend medio	30	37
Mód de cortante medio	56	69
Densidad característica	*0,32*	*0,35*

1.3.2 Coeficientes de ponderación

MATERIAL	Est. últimos	Rotura	1,30
		Incendio	1,00
	Est. servicio	Deformación	1,00
ACCIONES	Desfavorables	Permanentes	1,35
		Variables	1,50
	Favorables	Permanentes	1,00
		Variables	0,00

1.3.3 Factores específicos de la madera

En el comportamiento mecánico de la madera influyen notablemente dos aspectos: humedad y duración de la carga. Para tenerlos en cuenta se aplican coeficientes correctores que modifican la resistencia y la rigidez.

HUMEDAD

La humedad/temperatura se valora mediante la localización ambiental en que se va a situar la obra que se calcula. Para ello se establecen tres CLASES DE SERVICIO que corresponden a tres ambientes:

Clase1: Madera interior. Temperatura y humedad ambiente en torno a 20ºC y <65%, lo que mantiene seca a la madera (≤12% de humedad propia).

Clase 2: Maderas a cubierto. Temperatura y humedad ambiente en torno a 20ºC y <85%. Humedad propia de la madera entre el 12% y el 20%.

Clase 3: Maderas expuestas a la intemperie, anegadas y sumergidas. Humedad propia de la madera >20%.

La clase de servicio (habitualmente 1 para los forjados que aquí se analizan) interviene en la resistencia mediante un coeficiente K_{mod} y en la rigidez mediante otro K_{def}. Ambos, modifican los valores de cálculo.

DURACIÓN DE LA CARGA

Los primeros ensayos de este tipo los hizo el marqués de Buffon en 1790 llegando a la conclusión de que la madera no se debe cargar por encima de la mitad de la carga con la que rompe espontáneamente.

Hoy decimos lo mismo pero más detalladamente. Diferenciamos entre cargas permanentes, cuando duran más de 10 años (peso propio y concarga); de larga duración, para más de seis meses (tabiquería); duración media, si más de una semana (algunas sobrecargas, nieve en montaña); corta duración, para un mínimo de algunas horas (viento, nieve), y las instantáneas, (vibraciones o incendio).

Igual que en el caso anterior, este factor afecta a los coeficientes K_{mod} y K_{def}.

USO DE LOS FACTORES K_{mod} Y K_{def}

La resistencia de cálculo se obtiene con la expresión:

$$f_d = K_{mod} \cdot f_k / \gamma \qquad [1]$$

f_d resistencia de cálculo
f_k resistencia característica
γ coeficiente de seguridad del material
K_{mod} factor corrector, según la siguiente tabla

Figura 8: Valores de Kmod

Valores de ***Kmod***			CLASE DE SERVICIO	
Duración	*Ejemplo*	*Tiempo*	*1 y 2*	*3*
Permanente	Concargas	>10 años	0,60	0,50
Larga	Tabiquería	6mes-10añs	0,70	0,55
Media	Uso	1sem-6mes	0,80	0,65
Corta	Nieve-Vient	1hor-1sem	0,90	0,70
Instantánea	Incendio		1,10	0,90

y la deformación total (instantánea más diferida), con:

$$\delta_{tot} = \delta_{inst} \cdot (1 + K_{def}) \qquad [2]$$

δ_{tot} deformación a tiempo infinito

δ_{inst} deformación de flexión según las hipótesis habituales de deformación plana. La deformación por cortante viene a suponer habitualmente un 5% de la anterior.

K_{def} factor corrector, según la siguiente tabla

Figura 9: Valores de Kdef

Valores de ***Kdef***		CLASE DE SERVICIO		
Duración	*Ejemplo*	*1*	*2*	*3*
Permanente	Concargas	0,60	0,80	2,00
Larga	Tabiquería	0,50	0,50	1,50
Media	Uso	0,25	0,25	0,75
Corta	Nieve-Viento	0,00	0,00	0,30
Instantánea	Incendio	0,00	0,00	0,00

NOTA: *Si la madera se coloca con humedad superior al que será su valor estabilizado (lo que produce frecuentemente fendas y otros daños), la deformación final puede añadir una unidad al paréntesis. Se evitan problemas si la madera se sirve con menos humedad de la que será su valor definitivo.*

A diferencia de otros materiales y formas de piezas (como el acero en el caso de vigas de alma llena), la madera se deforma a cortante una cantidad que, sin ser notable, conviene incluir, al menos como previsión, en los cálculos iniciales. Para las escuadrías habituales se puede aceptar un incremento de un 5% sobre la deformación de flexión.

La limitación de flecha no queda administrativamente obligada por el Código Técnico y sólo aparece en sus comentarios una tabla orientativa que limita la deformación en función de los daños. Para los ejemplos realizados en este trabajo he considerado que las fisuraciones en tabiquerías fueran muy restrictivas y los ejemplos se comprueban para una limitación de flecha total de L/300 y para, la instantánea, L/500.

1.3.4 Pandeo

Para completar la casuística del cálculo elemental de estructuras de madera, para refuerzos realizados con barras comprimidas en celosías o armaduras de cubierta, se incluye el siguiente cuadro que contiene los coeficientes de reducción por pandeo.

λmec	20	40	60	80	100	120	140
C14	1.0	.91	.63	.39	.26	.19	.14
C18	1.0	.93	.69	.44	.29	.21	.16
C24	1.0	.94	.72	.46	.31	.22	.16
C30	1.0	.94	.71	.46	.31	.22	.16
C40	1.0	.94	.73	.47	.32	.23	.17

1.4 PERITAJE

1.4.1 Datos

Un edificio de viviendas en rehabilitación tiene un forjado como el descrito en la figura 1 y con una luz de 4,00 m medida a la cara de los muros.

Como el canto de la vigueta es, según se ve en aquella figura, h=16 cm, la luz de cálculo se tomará $L+h$ = 4,16 m. La esbeltez es consecuentemente 416 / 16 = 26,0.

La separación entre ejes de viguetas es de 30 cm (no está contenida en la figura 1), por lo que s/b = 2,5. Resulta así un peso permanente que, con suficiente aproximación, será el valor medio entre los obtenidos en la figura 5, o sea, (3,68 + 3,82) / 2 = 3,75 kN/m².

Para completar los pesos permanentes se suma a esto una capa de yeso horizontal inferior, que se estima en 0,25 kN/m², lo que supone un total de 4,0 kN/m².

A los pesos permanentes se añade la sobrecarga de tabiquería, de 1 kN/m², y, la de uso, de 2 kN/m².

Se ha hecho un estudio de la calidad de la madera y el resultado ha sido que corresponde a una clase C-18.

Se considera que debe cumplirse una limitación de flecha instantánea de 1/500 y una limitación de flecha total de 1/300.

1.4.2 Resistencia de cálculo

La resistencia de cálculo se obtiene aplicando en la expresión [1] indicada en 1.3.3:

$$f_d = K_{mod} \cdot f_k / \gamma$$

los valores de coeficiente de seguridad del material (1,30

según apartado 1.3.2), y el factor K_{mod} (que es 0,80 ya que el valor de este factor se toma de la figura 8 como el mayor de todos los tipos de carga que contenga la hipótesis: 0,60 la permanente; 0,70 la tabiquería, y 0,80 el uso). Según esto, las resistencias de cálculo son:

flexión $f_{md} = K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma = 0{,}80 \cdot 1{,}80/1{,}30 =$ 1,11 kN/cm²

cortante $f_{vd} = K_{mod} \cdot f_{vk}/\gamma = 0{,}80 \cdot 0{,}20/1{,}30 =$ 0,123 kN/cm²

1.4.3 Valores de cálculo de las acciones

Las acciones de cálculo se obtienen a partir de los coeficientes de seguridad establecidos en 1.3.2, y que son de 1,35 para permanentes y 1,50 para variables.

	servicio	seguridad	cálculo
permanentes	4,0	· 1,35 =	5,40 kN/m²
tabiquería	1,0	· 1,50 =	1,50 kN/m²
uso	2,0	· 1,50 =	3,00 kN/m²
TOTAL	7,0	· *[1,41]*	9,90 kN/m²

El valor *1,41* entre corchetes es el resultado de dividir la carga total de cálculo por la carga total de servicio, o sea, es la seguridad promedio del total de la carga.

1.4.4 Tensiones máximas

Determinadas las acciones y resistencias de cálculo, se obtienen ahora las tensiones máximas a las que están sometidas las viguetas.

Los siguientes valores corresponden a una franja de un metro de anchura de forjado.

M de cálculo: $M_d = QL^2/8 = 9{,}90 \cdot 4{,}16^2/8 = 21{,}4$ kN·m/m
Módulo resistente / m $W = bh^2 / 6s = 1707$ cm³/m
Tensión máx $\sigma = M_d/W = 1{,}25$ kN/cm² ($>1{,}11 = f_{md}$)

V de cálculo: $V_d = QL/2 = 9{,}90 \cdot 4{,}16/2 = 20{,}6$ kN/m
Área de cortante / m $A_v = (2/3)bh/s = 427$ cm²/m
Tensión máx $\tau = V_d/A_v = 0{,}048$ kN/cm² ($<<0{,}123 = f_{vd}$)

1.4.5 Deformaciones máximas

Para determinar la flecha del forjado de madera debe procederse, según la norma, a realizar la operación por pasos, obteniéndola como suma de la que produce cada carga parcial y la diferida estará afectada de su correspondiente K_{def} indicado en la figura 9 : permanente (4kN/m²), tabiquería (1kN/m²) y uso (2kN/m²).

Carga uniforme:
instantánea $\delta_{inst}/L = 5Q_{4,0} \cdot L^3/384EI = 1/328$
total (K_{def}=0,6) $\delta_{tot}/L = \delta_{inst} \cdot (1+K_{def}) = 1/205$

Tabiquería:
instantánea $\delta_{inst}/L = 5Q_{1,0} \cdot L^3/384EI = 1/1311$
total (K_{def}=0,5) $\delta_{tot}/L = \delta_{inst} \cdot (1+K_{def}) = 1/874$

Sobrecarga de uso:
instantánea $\delta_{inst}/L = 5Q_{2,0} \cdot L^3/384EI = 1/655$
total (K_{def}=0,25) $\delta_{tot}/L = \delta_{inst} \cdot (1+K_{def}) = 1/524$

Flecha instantánea total . . . 1/328+1/1311+1/655 = **1/187**
Flecha diferida total . . . . 1/205+1/874+1/524 = **1/126**

Añadiendo la de cortante (5%) resulta finalmente:

Flecha instantánea **1/178**
Flecha diferida total **1/120**

Cualquiera de las dos supera a la flecha que se considera admisible y que se ha fijado en 1/300 para la total y 1/500 para la instantánea.

Todo esto permite además fijar el valor K_{def} medio para estas proporciones de carga y que es

$$178/121 - 1 = \mathbf{0{,}47}$$

lo que permitiría reducir los cálculos cuando en lugar de hacer un ejemplo se estuviera desarrollando el estudio completo de un edificio.

1.5 ANÁLISIS

El objetivo de este texto, además de exponer algunos cálculos en detalle para aclarar los procedimientos, es el de extraer algunas conclusiones generalizables a los forjados del rango de luces y cargas de los edificios habituales estudiado aquí, y que se pasan a comentar.

De los resultados del ejemplo se desprende que hay un exceso de resistencia a cortante, ya que la tensión máxima alcanzada es de 0,048 kN/cm² siendo la resistencia disponible del material 0,123 kN/cm², o sea, este forjado es unas 2,50 veces más resistente a cortante de lo que sería necesario; sin embargo, la resistencia a momento (1,11 kN/cm²) es algo inferior a la tensión máxima a la que se ha llegado (1,25 kN/cm²) y la rigidez, absolutamente deficitaria.

Estas circunstancias no corresponden sólo al caso elegido sino que son generalizables a los forjados habitualmente empleados en la construcción entramada

y que se pueden resumir en que a los forjados les falta mucha rigidez, que la resistencia a flexión ronda la necesaria y la de cortante la duplica o triplica.

Las principales conclusiones que se extraen son:

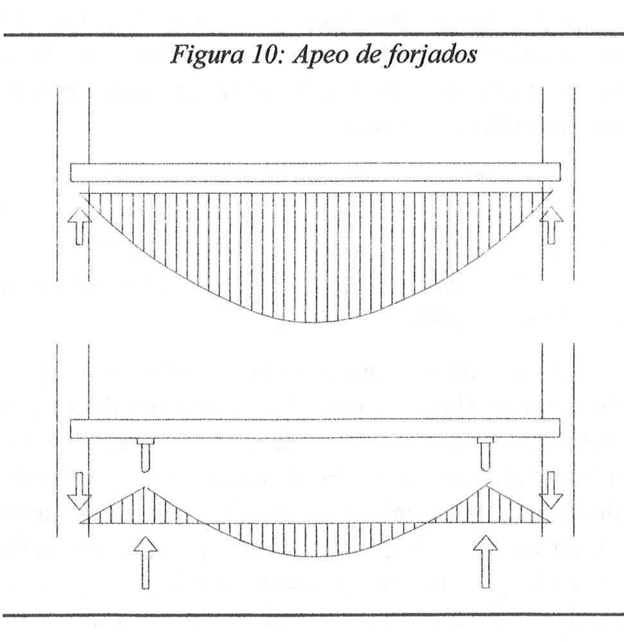
- la amplia holgura resistente a cortante explica que no se produzcan las situaciones críticas que cabría esperar del estado de degradación de muchos edificios (ya que, atendiendo sólo a los valores característicos, ni siquiera a valores medios, es suficiente un 40% de la sección de las viguetas para no caer). Incluso un defecto mayor pueden asumirlo las inmediatas. Sin embargo, la precariedad a la que puede llegar el apoyo y fragilidad de la rotura a cortante aconsejan apeos preventivos antes de tocar en zonas húmedas.

- la falta de rigidez hace que los edificios entramados tengan muchos tabiques agrietados.

Algunos corolarios a estas dos cuestiones son:

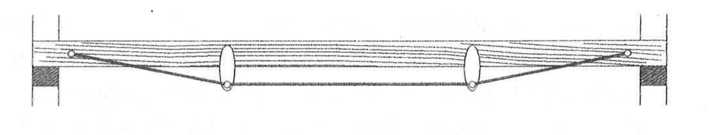
- Para apear un forjado arruinado es posible que baste con trasladar su carga a las cercanías de los apoyos del situado en la planta inferior sin necesidad de proseguir el descenso provisional de esa carga en más plantas. Se evita así la ocupación, con este apeo, de las viviendas situadas en sucesivas plantas inferiores. Esto se basa en que al apoyar el apeo del forjado dudoso sobre los bordes del forjado inferior se aumenta en éste la solicitación a cortante (para lo que probablemente está capacitado gracias a la holgura resistente comentada) pero no varían sensiblemente ni el momento ni la flecha.

Figura 10: Apeo de forjados



- Es mejor disponer dos lineas de apeo cerca de los apoyos que una en el centro. Así se evita la caída de alguna pieza excesivamente degradada. Un apeo central, además, obliga a trasladar la carga provisionalmente hasta el terreno (o a un número elevado de plantas para repartir el problema) ya que no conviene cargar en el centro de los forjados inferiores por el considerable aumento de flechas y momentos. La ventaja del apeo en las cercanías de los apoyos se basa en que, además de evitar la caída de piezas, ya mencionada, reduce mucho la flexión de lo que se apea (para una luz de un 85-90% de la original, el momento se queda en el 70-80%). Incluso este valor baja del 50% inicial si entra en juego la hiperestaticidad de las viguetas apeadas, cosa que ocurre si el peso de los muros que hay encima del apoyo del forjado es suficiente como para impedir que los extremos de las viguetas se levanten —como se representa en la figura 10—.

Figura 11: Criterio genérico de refuerzo



- Finalmente, dentro ya del apartado de criterios de reparación, cabe aprovechar el exceso resistente a cortante para diseñar refuerzos que aumenten la resistencia a flexión y la rigidez sin salir para ello de la propia pieza, usando soluciones basadas en el esquema de la figura 11. Esto evita construir nuevos apoyos en los muros para recibir al refuerzo porque se mantienen los que tenía la pieza original. No sólo supone un ahorro económico, sino que se evita el debilitamiento de la zona de muro afectada, la puesta en carga de la nueva entrega y mantener (o no coartar excesivamente con soluciones siempre más rígidas) la movilidad entre los elementos de madera de forjado y muro, y que se necesita para permitir las variaciones higrométricas.

1.6 ESBELTEZ

La forma más rápida de comprobar un forjado consiste en relacionar entre sí propiedades geométricas y mecánicas, ya que, para conocer su capacidad estructural, basta, casi, con medirlo. El parámetro geométrico más significativo (dando por entendido que el tamaño está dentro de valores limitados), es la esbeltez.

Manteniendo los resultados numéricos del ejemplo anterior para hacer un seguimiento concreto, se obtienen

ahora unos valores de esbeltez —λ = L / canto— correspondientes a cada requisito mecánico —cortante, momento y flecha—. Se realizará este proceso, paso a paso, sólo para el caso del cortante (ya que con el resto el procedimiento es similar).

Para ello se iguala el esfuerzo cortante resistido por las viguetas rectangulares, contenidas en un metro de anchura de forjado, con el cortante solicitación en esa misma anchura unitaria:

$$V_{solicitación} = Q_d \cdot L/2 \quad = \quad V_{resistido} = (2/3) \cdot bh/s$$

reordenando esta doble ecuación, resulta:

$$\lambda_V = L/h = 4/3 \cdot b/s \cdot f_{vd} / Q_d \qquad [1]$$

o sea, hay una determinada esbeltez (λ_V) para la que se produce el agotamiento a cortante. Si la esbeltez real de la pieza es menor, sobra material, y si es mayor, rompe.

Como se desprende de la ecuación [1], esa esbeltez depende de la ocupación de las viguetas por metro de ancho (*s/b*), de la relación entre resistencia y carga (f_{vd} / Q_d) y de un número (4/3) que es función de la forma de la sección y de las condiciones de contorno.

Hasta aquí no se le extrae rendimiento a usar la variable *esbeltez máxima* o usar el procedimiento habitual en una peritación consistente en comprobar si se cumple que *tensión < resistencia*. Sin embargo, teniendo en cuenta que el contenido de la ecuación anterior sufre poca variación en sus aspectos mecánicos, resulta que la esbeltez límite a cortante es casi una constante en este tipo de forjados. Efectivamente, como se trata siempre de viguetas apoyadas, de sección rectangular, con una resistencia a cortante poco variable —entre 0,20 y 0,25 para maderas entre C-18 y C-24 (véase tabla de la figura 7)— y una carga total casi fija, el valor de la esbeltez máxima es prácticamente una constante.

En consecuencia, aplicando a esta expresión [1] los valores concretos del edificio que se esté analizando (peso total del forjado, tipo de madera y separación entre viguetas), se determina la validez de cada zona —deterioros aparte— sin otra necesidad que la de ir midiendo el canto y la luz.

Del mismo modo resulta para los demás requisitos mecánicos. Concretándolo para la peritación anterior se obtiene que:

Para que no haya problema de cortante (f=1230 kN/m²):

$$\lambda_V < (b/s) \cdot 4/3 \cdot f_{Vd} / Q_d = 1/2{,}5 \cdot 1{,}33 \cdot 1230/9{,}9 \quad = 66{,}0$$

Para que no haya problema de momento (f=11.100 kN/m²):

$$\lambda_M < [(b/s) \cdot 4/3 \cdot f_{Md} / Q_d]^{0{,}50} = [\ldots \cdot 11100/9{,}9]^{0{,}50} = 24{,}5$$

Y para que no haya problema de flecha:

- instantánea (1/500; E=900kN/cm² = 9.000.000 kN/m²)

$$\lambda_{K,ins} < [\delta/L \cdot (b/s) \cdot 384/5/12 \cdot E/Q_k]^{0{,}33} \quad = 18{,}7$$

- total = instantánea + diferida (1/300; K_{def}=0,47)

$$\lambda_{K,tot} < [\ldots \cdot 384/5/12 \cdot 1/(1+K_{def}) \cdot E/Q_k]^{0{,}33} \quad = 19{,}5$$

Como la esbeltez de la flecha instantánea (para 1/500) es menor que la necesaria para flecha total (de 1/300) no sería necesario, caso de seguir calculando este forjado, hacer esta segunda comprobación, por ser menos restrictiva.

Finalmente, comparando estos valores de esbeltez con los resultados del ejemplo seguido, resulta: que la esbeltez del forjado era 416/16 = 26, luego no cumple flecha ya que excede a la esbeltez de 18,7. Y supera la resistencia a flexión, ya que 26 > 24,5.

Lo más relevante, y que hace más potente a este modo de trabajo, es que la flecha instantánea del forjado del ejemplo se puede obtener directamente del cociente

$$(26{,}0 / 18{,}7)^3 / 500 = 1 / 186$$

y, del mismo modo, la tensión normal de cálculo:

$$(26{,}0 / 24{,}5)^2 \cdot 1{,}11 = 1{,}25 \text{ kN/cm}^2$$

que, como puede observarse, coinciden con los valores calculados en 1.4.4 y 1.4.5.

1.6.1 Parámetros para analizar lo construido

De los números anteriores se concluye que la esbeltez más restrictiva es la de cumplimiento de la rigidez, lo que obliga a colocar más madera de la que sería necesaria exclusivamente por resistencia.

Para el caso analizado, resulta un exceso de material del (24,5/18,7=) 31%. Para otros posibles valores de carga, separación y calidad de material, este exceso varía entre el 25% (para C-18, Q=7,5 y s/b=3) y el 50% (para C-24, Q_k=5,50 kN/m² y s/b=2).

La cuestión a la que se debe contestar, si se quiere encontrar explicación a esta forma histórica de construir aparentemente desaprovechada, es la siguiente: ¿por qué, a pesar del gran volumen edificado, no se mejoró este diseño que exigía tal exceso de material?. Para dar una respuesta es necesario determinar previamente cuáles serían las proporciones geométricas a las que conduciría un diseño basado en el uso del material estricto, o sea, aquel en el que la esbeltez por flecha y por resistencia coincidieran.

En eso se entra ahora.

ESBELTEZ LÍMITE

Para determinar la esbeltez en la que se cumple simultáneamente flecha y resistencia basta igualar las expresiones:

$\lambda_M^2 = (L/h)^2 = (b/s) \cdot 4/3 \cdot f_{Md} / Q_d$ [2]

$\lambda_{K,ins}^3 = (L/h)^3 = \delta/L \cdot (b/s) \cdot 384/5/12 \cdot E / Q_k$ [3]

para lo cual se dividen entre sí y se obtiene una esbeltez denominada límite $\lambda_{lím}$

$$\lambda_{lím} = \lambda_{K,ins}^3 / \lambda_M^2$$

que, ordenando las ecuaciones anteriores, es igual a

$\lambda_{lím} = (L/h)_{lím} = \delta/L \cdot 4{,}80 \cdot E \cdot \gamma_f / f_{Md}$ [4]

donde

γ_f aparece como resultado de la relación Q_d/Q_k y es, por tanto, el coeficiente de seguridad de las acciones que en el caso analizado valía 1,41, si bien no va a ser necesario emplearlo ya que el conjunto

$1 / [E \cdot \gamma_f / f_{Md}]$ es $\sigma/E = \varepsilon$

Y esta deformación unitaria ε varía poco, con la calidad de la madera (entre C-14 y C-27 puede tomarse un valor medio de 0,9‰)

por tanto, [4] queda del siguiente modo:

$$\lambda_{lím} = (L/h)_{lím} = \delta/L \cdot 4{,}80 / \varepsilon = \delta/L \cdot 4{,}80 / 0{,}9‰$$

y da lugar a los siguientes valores concretos para distintas limitaciones de flecha instantánea:

flecha (δ/L)	*1/500*	*1/450*	*1/400*	*1/300*	
esbeltez lím	10,7	11,9	13,3	17,8	[5]

y, si ahora se aplican estas esbelteces en las expresiones iniciales {2] o [3] indiferentemente, se puede despejar la relación *s/b* para la que todo cuadra:

flecha	*1/500*	*1/450*	*1/400*	*1/300*	
esbeltez lím	10,7	11,9	13,3	17,8	
s/b	**13,1**	**10,6**	**8,5**	**4,7**	[6]

ESBELTEZ TOPE

Hay otra esbeltez para la que simultáneamente se agotan flexión y cortante (aunque no afecte a lo que se está tratando) y que se suele denominar esbeltez tope:

$$\lambda_V = L/h < (b/s) \cdot 4/3 \cdot f_{Vd} / Q_d$$

$$\lambda_M^2 = (L/h)^2 < (b/s) \cdot 4/3 \cdot f_{Md} / Q_d$$

$$\lambda_{tope} = (L/h)_{tope} = f_{Md} / f_{Vd}$$

de nuevo, la relación entre resistencia a momento y a cortante varía muy poco con la calidad de la madera (calidad menor $f_M / f_V = 8{,}5$ y mayor, 9,7). Por lo que un valor intermedio aceptable es globalmente

esbeltez tope promedio (L/h) $\lambda_{tope} = 9$

- o -

De modo que si la esbeltez es menor que λ_{tope} las piezas se agotan por cortante y si es mayor que $\lambda_{lím}$, se deforman demasiado. El pequeño margen intermedio corresponde al agotamiento por flexión.

1.6.2 Análisis de lo construido

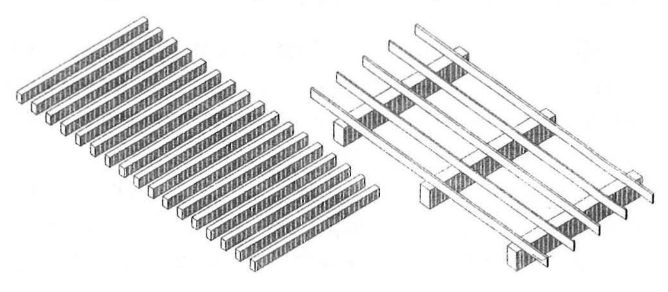
De lo anterior —[5] y [6]— se concluye que un forjado diseñado para que el material sea estrictamente necesario, tendrá una esbeltez en torno a 11-13 y una relación *s/b* de aproximadamente 9-13. Naturalmente estos son valores redondeados y dependerán concretamente de la limitación de flecha.

Esto supone que las viguetas tendrían un canto muy grande comparado con lo obtenido antes, ya que para los 4,00 m de luz libre del ejemplo anterior, y manteniendo la limitación de 1/500, el canto sería (400+41)/10,7 = 41cm), lo que resulta muy superior al que se obtendría de la expresión $\lambda_{K,ins}$=18,7 indicado en el apartado 1.6 y que llevaría a un canto de (400+23)/18,7 = 23 cm.

El ancho de la vigueta se elige a voluntad siempre que la relación *s/b* sea de 13,1 (para 1/500). Por ejemplo, manteniendo la separación de 30 cm a ejes, establecida en el ejemplo, resulta un valor tan estrecho que sólo es válido teóricamente: b = 30/13,1 = 2,3 cm, mientras que en el ejemplo anterior las viguetas tenían un ancho de 12 cm (que resulta de *s/b* = 2,5 siendo s = 30 cm).

Con estos resultados se llegaría a que el volumen de madera para *s/b*=2,5 y luz libre de 4,00 m, es 23·12/0,30 = 920 litros/m² mientras que en el caso de dimensionado estricto es de 41·2,3/0,30 = 314 litros (una tercera parte).

Figura 12: Comparación entre tipos de forjado



Naturalmente, de poco vale llegar a un dimensionado estricto si constructivamente se alcanzan escuadrías inadecuadas. La durabilidad ha obligado en la construcción tradicional a emplear bajas relaciones entre canto y ancho para aumentar la estabilidad higrométrica de la madera, reduciendo con ello alabeos y combados. Otra cosa es en los edificios nuevos actuales donde, gracias a una humedad y temperatura mantenidas, se emplean escuadrías con una relación elevada entre canto y ancho, estructuralmente más eficaces.

Pero si en lugar de fijar la separación entre viguetas a 30 cm (hecha sólo para comparar ambos forjados y evitar una segunda familia), se aumenta, crecerá también el ancho de la pieza, llegándose a valores empleados a lo largo de la historia de la construcción. Por ejemplo, para el canto de 41 cm el ancho podría ser de 25 o 30 cm y consecuentemente la separación entre piezas pasaría a 2,50 o 3,00 m. Se trataría así de vigas más que de viguetas necesitándose otra familia (de viguetas propiamente dichas) apoyadas en las primeras, como expresa la figura 12. En este caso, la primera familia sigue necesitando 314 litros de madera (ya que el ancho varía a la misma velocidad que la separación), y la segunda, ni siquiera otro tanto —aunque inmediatamente veremos que el consumo depende linealmente de la luz, por lo que al ser la separación entre vigas menor el material disminuye—. Aún así, estaríamos en 628 litros/m² que es el 70% del forjado de una familia.

Esta organización de dos familias no tiene nada que ver con los forjados de una familia de viguetas con los que se ha construido todos los edificios de vivienda colectiva pero, sin embargo, se ajusta razonablemente a los que encontramos en cualquier palacio o casona o en aquellos edificios en los que ancho de la habitación coincide con el de la crujía. Vigas que apoyan en fuertes muros y cuya separación se cubre con una segunda familia de viguetas sobre las que un entablado completa la superficie. De modo que, en edificios notables, con fuertes muros, donde los salones ocupan toda la crujía y los descuelgues de la madera del techo quedan vistos y sirven a la composición del espacio, el forjado se ejecuta con una cantidad de material razonablemente ajustada a lo necesario, como suele ocurrir.

Sin embargo, en los edificios con distribuciones interiores que dividen las crujías en múltiples locales, no tienen sentido los descuelgues de las vigas, ya que sigue un ritmo ajeno a esas subdivisiones, por lo compositivamente es mejor un techo liso. Constructivamente, al poner una sola familia de viguetas cercanas entre sí, la carga sobre el muro es uniforme y reduce al mínimo el cuidado constructivo que hay que tener con éste, ya que no debe soportar fuertes cargas concentradas. Ello permite a cambio del exceso de material a flexión el que la estructura vertical no requiera la calidad de un grueso muro ni su volumen y admita una delgadez que aumenta el espacio útil y se pueda construir con un entramado de madera que agiliza la ejecución.

VOLUMEN DE MATERIAL

Resumiendo lo dicho, se puede valorar genéricamente el consumo de madera por unidad de superficie para cada familia de flexión:

$$\text{Volumen} / m^2 = hb / s = b/s \cdot h \cdot L/L = b/s \cdot L \cdot 1/\lambda$$

y expresar algunos valores en el siguiente cuadro:

	Esbeltez necesaria			Volumen relativo		
s/b	λ_V	λ_M	λ_K	,75L	L	1,5·L
2,50	66	24,5	**19,4**	75	**100**	150
5,00	33	17,3	**15,4**	47	63	94
7,50	22	14,1	**13,5**	36	48	72
10,0	17	12,2	**12,2**	30	40	60
12,5	13	**11,0**	11,4	26	35	53

% de material necesario respecto de L y *s/b*=2,5

Figura 13: Cantidad de material de una familia de forjado

Para confeccionar este cuadro se ha dado valores a la relación *s/b*; para cada uno se ha obtenido la esbeltez necesaria en función del cumplimiento de cortante, momento y flecha a partir de las expresiones [1...], finalmente se ha elegido la más restrictiva. Con esto se obtiene el volumen para una determinada luz L (que figura en la columna central del bloque volumen de la derecha). Paralelamente se compara con el volumen que se obtendría si la luz fuera algo menor (0,75L) y algo mayor (1,5L). Todos los resultados se comparan con el valor 110 que se ha fijado para una luz L y una separación *s/b*=2,50.

- o -

Algunos apuntes más: en sistemas constructivos con fuertes muros es más frecuente encontrar dos familias; la incidencia del tamaño en el consumo hace más frecuente esta configuración doble cuanto mayor sea la luz de la crujía, y el uso de escuadrías de tamaño variado reduce el precio unitario de la madera al aprovechar mejor los cortes.

2 INTERVENCIÓN EN FORJADOS DE MADERA

2.1 RESISTENCIA A FUEGO

2.1.1 Objeto

La capacidad que tenga por sí mismo el forjado existente de madera de un edificio para soportar un incendio es uno de los aspectos que afecta a la decisión de mantenerlo o de cómo reforzarlo.

Si el forjado original tiene suficiente resistencia se podrá optar, si interesa, por soluciones de refuerzo que queden vistas. Si no la tiene, y fuera necesario protegerlo a él o al refuerzo que se proyecte, puede haber una notable incidencia económica o estética en función del tipo de refuerzo que se elija y conviene saberlo de inicio.

Es claro que una suficiente resistencia de las viguetas de madera originales contra esta acción accidental supone una libertad de diseño del refuerzo, y también lo es, que la incidencia visual y económica de la protección, en caso contrario, influye en el criterio de intervención e incluso en la sustitución del forjado original.

El objetivo de este capítulo no es desarrollar el cálculo de la estructura ante esta acción sino valorar globalmente si la estabilidad del forjado original, sin refuerzos ni protección específica, es suficiente para hacer frente a un incendio. Esta comprobación ayudará a elegir el refuerzo en función de la necesidad o no de esa protección y de su repercusión económica.

2.1.2 Método de cálculo

La normativa EC5 establece tres métodos de cálculo:

- de la sección eficaz
- de la resistencia y rigidez reducidas
- de cálculo avanzado

El procedimiento más sencillo para evaluar la estabilidad al fuego de un forjado de madera es el denominado "método de la sección eficaz" y es el que aquí se aplica.

2.1.3 Resistencia de cálculo de la madera

En la expresión [1] de la resistencia de cálculo indicada en el apartado 1.3.3 en el caso de incendio se añade un nuevo coeficiente k_{fi} que mide el paso de valores característicos a valores medios, quedando así:

$$f_d = K_{mod} \cdot k_{fi} \cdot f_k / \gamma$$

los valores de cada coeficiente son:

$$K_{mod} = 1{,}00$$
$$k_{fi} = 1{,}25$$
$$\gamma = 1{,}00$$

Todo ello supone que la resistencia de cálculo a flexión de la madera ante la acción de incendio es aproximadamente el doble (2,03 veces, exactamente, para los resultados numéricos utilizados en el capítulo anterior) que la resistencia de cálculo para acciones habituales.

2.1.4 Solicitaciones de cálculo

A las acciones permanentes se les asigna un coeficiente de seguridad 1,00 y a las sobrecargas un coeficiente de 0,5 para viviendas y oficinas, y 0,7 para plantas comerciales y públicas.

Según esto, el momento de cálculo es el 60% del obtenido para acciones habituales en caso de viviendas u oficinas, y el 65% en caso de uso público o comercial.

De la combinación de ambas circunstancias, el módulo resistente necesario es el 30-32% del que requiere el uso normal del edificio y eso permite una elevada pérdida de sección antes del fracaso.

2.1.5 Tipos de pérdida de sección

Se analiza ahora como pierde sección una vigueta en función del tipo de forjado construido, ya que en cada caso varía de distinta forma el módulo resistente.

1) Cuando las viguetas de forjado tienen el entrevigado lleno de material M0 —como es lo habitual (figura 4-4)—, sólo se puede perder canto por debajo.
2) Cuando no hay entrevigado (aproximadamente como en la figura 4-3), la pérdida de sección se produce por las tres caras expuestas (inferior y laterales).
3) Si la opacidad entre plantas se resuelte sólo con tablas o tableros apoyados en las viguetas (figura 4-2), el forjado deberá protegerse, salvo que el grosor de esa tablazón sea superior a 4 cm, ya que, para espesores inferiores no es fácil conseguir estabilidad a fuego, por lo que de nada vale que las viguetas resistieran si el resto desaparece.

2.1.6 Tiempo resistido

El método de la sección eficaz supone que una pieza se va carbonizando a una velocidad constante según pasa el tiempo, de modo que el espesor perdido depende de esa velocidad y del tiempo trascurrido. La velocidad de carbonización, para estas maderas, es de 0,08 cm/minuto y en este valor (que es conservador por tratarse del peor de los indicados en la normativa a efectos de simplificar este cálculo elemental previo) queda incluido el redondeo de las aristas, de modo que puede suponerse que se mantiene la forma de la sección rectangular (sin chaflanes) durante todo el tiempo.

Por tanto, en el caso (1) [sólo pérdida inferior] —viguetas con entrevigado—, donde sólo se pierde canto, como el módulo resistente necesario es 30-32% del ordinario, el canto para llegar al agotamiento es:

$(0{,}30 \text{ a } 0{,}32)\cdot bh_1^2/6 = bh_2^2/6$ resultando $h_2 = 0{,}56\ h_1$

naturalmente h_1 es el canto del forjado necesario para acciones normales y h_2 el canto de necesario para acción de fuego

lo que supone que el canto que se debe perder para agotar la sección en un incendio es $(1\text{-}0{,}56)h_1 = 0{,}44h_1$. Como este material se va a perder a razón de 0,08 cm/minuto se tardará en conseguirlo:

$$0{,}44\ h_1\ /\ 0{,}08\ =\ 5{,}5\ h_1\ \textit{minutos}$$

resultando, en definitiva que para una exigencia de

60 min	el canto inicial mínimo es		11 cm
90 min	id	id	16 cm
120 min	id	id	22 cm

y, para el caso (2) —viguetas sin entrevigado—, donde se pierde ancho por ambos laterales además de canto, la sección tarda en hacerse crítica al cabo del siguiente tiempo en función del canto inicial:

h/b:	*1,00*	*1,33*	*1,50*	
30 min	9	12	14	
60 min	20	24	29	
90 min	31	35	38	canto mín en cm

Como puede observarse, en este segundo caso la resistencia a fuego cae considerablemente. Sólo podrían dejarse sin proteger piezas de gran escuadría, lo que ocurre en edificios notables (lo que es bueno para su salvaguarda estética, ya que gozan de estas características de diseño original), aunque estos artesonados se completan con una segunda familia de piezas menores que posiblemente ya no asegurarán una estabilidad suficiente.

2.2 REFUERZO SUPERIOR

2.2.1 Aspectos constructivos

El refuerzo de un forjado mediante una capa de compresión conectada es aplicable cuando en la obra se sustituyan al menos los solados. En otro caso no es una solución adecuada ya que fuerza a levantarlos, lo que involucra a todos los acabados: rodapiés, radiadores, cercos y, sucesivamente, a otros elementos cercanos

Este refuerzo viene a ocupar el espacio de los rellenos del solado a los que sustituye total o parcialmente. Aunque es infrecuente que ocurra, puede afectar a los niveles de la planta, cuando el espesor de la capa de compresión supera al espacio que había.

Las posibles deformaciones del forjado original pueden obligar a que la capa de compresión del refuerzo tenga un grosor elevado en la zona central que viene forzado por la necesidad de nivelar el suelo definitivo, con el consiguiente aumento de peso que se puede aliviar usando hormigones ligeros. Esta deformación de flexión no es uniforme ya que es frecuente que viguetas consecutivas tengan distinta deformación. Por mezclas de escuadrías, de estado de humedad, o por la existencia de tabiques que alivian a las viguetas cercanas. En todo caso, la nivelación más difícil de resolver no es la debida a la flexión, sino la causada por diferencias de cota entre los dos extremos del forjado, y que corresponden unas veces a asientos diferenciales de los muros, y otras, a incorrecciones constructivas originales. Este desnivel es frecuente en las crujías exteriores, debido al menor asiento o al mayor cuidado en la construcción de la fachada, así como en las crujías de los patios, por la degradación de muros y forjados de estas zonas húmedas (aunque aquí es menos problemático porque suele ser conveniente la sustitución). También hay desniveles longitudinales originales, mayores en los muros interiores (más descuidados) que en las fachadas, obligadas a mantener alineadas sus impostas, aleros y balcones. En estos casos no es bueno nivelar los suelos de toda la planta, sobretodo cuando haya referencias originarias (balcones o escaleras, son las más frecuentes).

El entrevigado se debe mantener cuando está en buenas condiciones porque colabora en el aislamiento, acodala a las viguetas evitando que se reviren (aunque al conectarlas a la capa de compresión este problema se evita) y sirve de encofrado al vertido del hormigón. Es difícil reducir el volumen de hormigón con encofrados perdidos o usando piezas perdidas que eleven la capa de compresión hasta el nivel del suelo definitivo.

2.2.2 Cálculo de piezas mixtas enterizas

Conviene comenzar estudiando la pieza mixta (o compuesta) como si fuera enteriza, ya que prepara para abordar después los problemas de conexión y sirve como patrón con el que comparar los resultados posteriores. Para ello se sigue el proceso con un ejemplo.

PERITAJE DEL FORJADO EXISTENTE

Los datos del forjado original son: La luz libre es de 4,50 m y la escuadría *h·b* de 20·15cm. Por tanto, la luz de cálculo es 4,70 m. La separación a ejes de viguetas es de 35cm, luego *s/b* = 2,33. Las acciones de servicio son:

Permanentes:	
2cm de solado a 20 kN/m³	0,40 kN/m²
8cm de relleno a 15 kN/m³	1,20 kN/m²
20cm madera/yeso a 10 kN/m³	2,00 kN/m²
Yesos inferiores	0,40 kN/m²
Variables	
Sobrecarga de uso	2,00 kN/m²
id de tabiquería	1,00 kN/m²
TOTAL	7,00 kN/m²

Y las acciones de cálculo:

$$(0{,}4+1{,}2+2{,}0+0{,}4)\cdot 1{,}35 + (2{,}0+1{,}0)\cdot 1{,}50 = 9{,}90 \text{ kN/m}^2$$

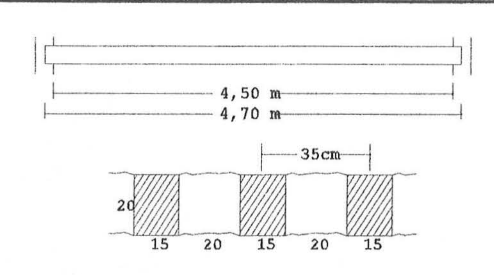


Figura 14: Datos geométricos del forjado

Con los datos de la madera, suponiendo C-18 y según 1.4.2, los valores estáticos por metro de anchura son:

Figura 15: Datos mecánicos del forjado

f_{Md} = 1,11	kN/cm²	W =	2.857 cm³/m
f_{Vd} = 0,123	kN/cm²	A_V =	571 cm²/m
E = 900	kN/cm²	I =	28.571 cm⁴/m

$M_{res} = W\cdot f_{Md} = 31{,}7$ kN·m/m
$V_{res} = A_V\cdot f_{Vd} = 70{,}2$ kN/m

Y las solicitaciones, tensiones y deformaciones:

M_d = 27,3 kN·m/m	σ = 0,96 kN/cm²
V_d = 23,3 kN/m	τ = 0,04 kN/cm²
	δ = 1 / 272

Valores a los que se habría llegado también con las esbelteces obtenidas en 1.6 (ajustadas para s/b=2,33) para flecha, momento y cortante, respectivamente:

$$\lambda_K = 19{,}1 \qquad \lambda_M = 25{,}4 \qquad \lambda_V = 70{,}8$$

que comparadas con la esbeltez real de 23,5 (= 470/20) permiten conocer el estado mecánico sólo midiéndolo:

flecha	$(23{,}5/19{,}1)^3 / 500 = 1 / 268$
momento	$(23{,}5/25{,}4)^2 \cdot 1{,}11 = 0{,}95$ kN/cm²
cortante	$(23{,}5/70{,}8) \cdot 0{,}123 = 0{,}04$ kN/cm²

Alcanzándose los resultados habituales: rigidez mitad de la admisible, momento ajustado (en este caso, con cierta holgura) y cortante triple del necesario.

CÁLCULO DE LA SECCIÓN

La sección se calcula como si estuviera formada sólo por un material. Generalmente el hormigón se traduce a madera, para lo cual su ancho real se multiplica por la relación entre sus módulos de elasticidad.

Con carga de corta duración, un hormigón H-250 (f_k= 2,5kN/cm²) y $E_c = (2/3)\cdot 210\cdot \sqrt{(f_k)} = 2.200$ kN/cm² y una madera C-18 con módulo E_m = 900 kN/cm², se llega a:

$$E_c / E_m \approx 2{,}5$$

por lo que el ala, supuesta de madera, tiene un ancho de 87,5 (=2,5·35) cm. Para larga duración el hormigón pierde rigidez y esta relación baja bastante, pero ahora no viene al caso.

Volviendo al ejemplo, para reforzar el forjado anterior se añade una capa de compresión de hormigón de p. ej.: 5 cm (este grosor se elige normalmente por razones constructivas ya que mecánicamente sobra).

En cálculo elástico, la fibra neutra está a la altura del centro de gravedad de la sección, y su distancia $x_{g,e}$ a la fibra inferior es (todo en centímetros):

$$x_{g,e} = (87{,}5\cdot 5\cdot 22{,}5+15\cdot 20\cdot 10) / (87{,}5\cdot 5+15\cdot 20) = 17{,}4$$

y el momento de inercia referido a la fibra neutra ($I = \Sigma(I_i+A_i\cdot d_i^2)$) y modulo resistente, valen para una vigueta:

$$I_e = 12.290 + 26.428 = 38.720 \text{ cm}^4$$

$$W_{(mín),e} = I_e / y_{máx} = 38.720 / 17{,}4 = 2.225 \text{ cm}^3$$

que, por metro pasan a I=110.630 y W=6.357

Los diagramas de agotamiento de esta sección se obtienen igualando la tensión máxima (que se produce en la fibra inferior por ser la más alejada del centro de gravedad), con la resistencia de la madera (1,11 kN/cm²). Si la capa de compresión fuera también de madera, la

fibra superior estaría sometida a una tensión de $1{,}11 \cdot 7{,}6/17{,}4 = 0{,}49$ kN/cm² pero como es 2,5 veces más estrecha aumenta su tensión en esa proporción (siempre que no se supere la resistencia de cálculo del hormigón):

$0{,}49 \cdot 2{,}5 = 1{,}21$kN/cm² $[<f_{cd} = 0{,}85 \cdot 2{,}5/1{,}5 = 1{,}42]$

Si la hubiera superado habría que invertir el proceso, comenzando por arriba a partir de la tensión traducida 1,42/2,5=0,57 y obteniendo la tensión de la fibra inferior de la madera. Este diagrama es de agotamiento, luego si se estuviera comprobando la sección para un momento solicitación lógicamente inferior al resistido, las tensiones variarían proporcionalmente con la relación M_d / M_{res}.

Siguiendo con los valores de resistencia (los de solicitación siempre son proporcionales), la resultante del bloque de tensiones inferior —la del superior produce lógicamente el mismo resultado— vale para una vigueta:

$$U = x_{g,e} \cdot b \cdot f_{Md}/2 = 17{,}4 \cdot 15 \cdot 1{,}11 = 145 \text{ kN}$$

y el brazo de palanca ($M = U \cdot z = W \cdot f$):

$$z_e = W \cdot f_{Md} / U = 2.225 \cdot 1{,}11 / 145 = 17{,}0$$

En régimen plástico, la tensión de cualquier fibra de la sección alcanza la resistencia del material. Para situar la fibra neutra basta deslindar las dos regiones que igualan a las resultantes de ambos bloques $U = \Sigma A_i \cdot f_i$:

$$(15 \cdot 20 \cdot 1{,}11 + 35 \cdot 5 \cdot 1{,}42)/2 = 15 \cdot x_{g,p} \cdot 1{,}11 \qquad x_{g,p} = 17{,}5$$

y el brazo de palanca plástico vale 13,2cm.

El momento de inercia por vigueta ($=A/2 \cdot z^2$):

$$I_p = (35 \cdot 5 \cdot [1{,}42/1{,}11] + 20 \cdot 15)/2 \cdot 13{,}2^2 = 45.640 \text{ cm}^4$$

la sección de hormigón (35·5) se multiplica por la relación de resistencias $[(f_{cd} = 1{,}42)/(f_{md} = 1{,}11)]$ para igualar las condiciones de ambos materiales

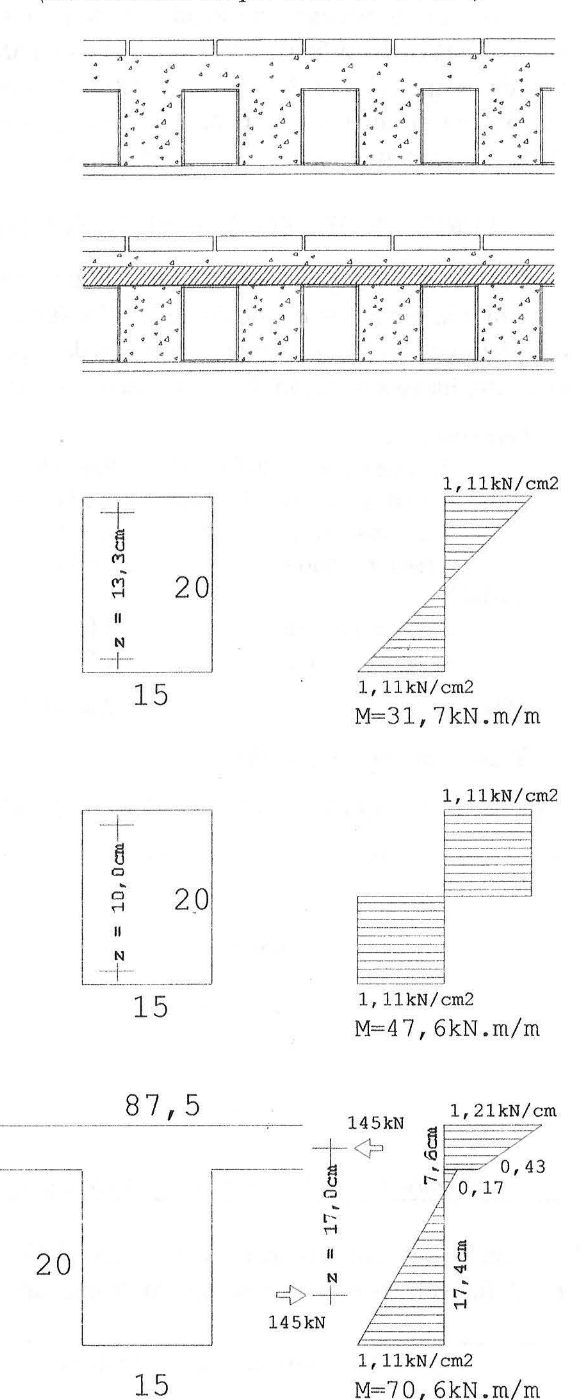
y el módulo resistente por vigueta ($=A/2 \cdot z$):

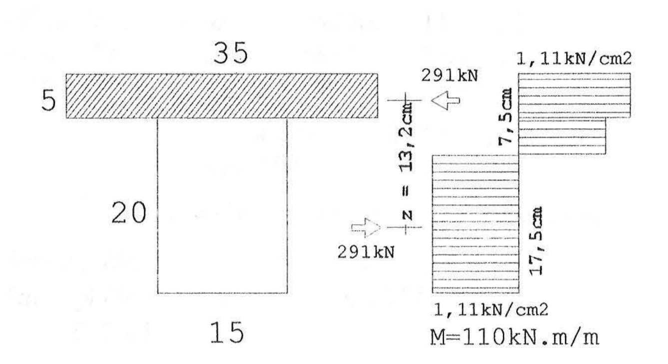
$$W_p = (35 \cdot 5 \cdot [1{,}42/1{,}11] + 20 \cdot 15)/2 \cdot 13{,}2 = 3.460 \text{ cm}^3$$

RESUMEN DE LA SECCIÓN

La capa de compresión supone una notable mejora mecánica. La resistencia a flexión aumenta entre 2,2 (en régimen elástico) y 2,3 (en plástico) y la rigidez entre 3,9 y 3,0. Si para luces y cargas habituales la rigidez original es la mitad de la necesaria y el refuerzo la triplica, queda cumplido holgadamente este requisito. Igual ocurre con la resistencia al quedar más que duplicada. Estas holguras también resultan de interés, desde el punto de vista del estado inicial del forjado, al permitir, mecánicamente, un cierto nivel de degradación sin que eso tenga porqué suponer un incumplimiento normativo.

Figura 16: Propiedades resistentes de la sección (los momentos son por metro de anchura)





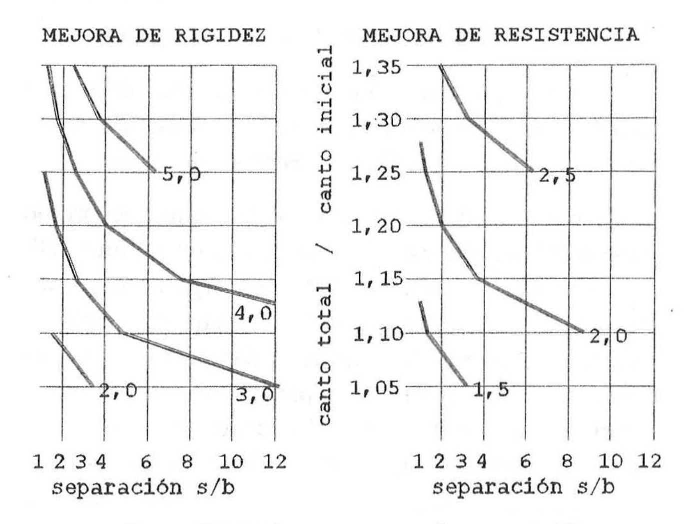


figura 17: Mejora con capa de compresión

Generalizando los resultados del caso anterior para no extraer conclusiones sólo de un ejemplo, el ábaco de la figura 17 resume la ganancia de resistencia y rigidez, en régimen elástico para varias separaciones entre viguetas en función de la relación *canto total / canto madera* (según se haga más o menos gruesa la capa de compresión). Como conclusión general este refuerzo es adecuado según el siguiente orden:

- para viguetas pequeñas, ya que la ganancia de canto relativo que se alcanza al añadir una capa de compresión de grueso fijo (habitualmente 5 cm) es notable;

- en menor medida, es eficaz cuando la separación existente entre viguetas es mayor

- y, para baja calidad de la madera, la mejora sube un 10% sobre lo expresado en el ábaco y con madera buena, lo contrario. El hormigón no afecta tanto ya que la oscilación de resistencias es menor.

VALORACIÓN DEL ESFUERZO RASANTE

Un momento *M* aplicado en una sección rectangular *bh* produce un diagrama de tensiones normales σ en fase elástica como lo representado a la izquierda de la figura 18.1. La resultante U_{12} de las tensiones situadas entre las fibras 1 y 2 (tanto arriba como abajo) vale:

$$U_{12} = by \cdot (\sigma_1 + \sigma_2)/2$$

y crece al aumentar *y* hasta llegar al máximo (fig. 18.2 derecha) cuando y=h/2

$$U_{máx} = b \cdot h/2 \cdot \sigma_1/2$$

siendo el par que forman los sub-bloques superior e inferior el que equilibra al momento en esa sección

$$M = U / z$$

Esto puede plantearse en otra sección separada una distancia *x* de la anterior (fig 18.4), donde otro momento *M'* se equilibra con otro bloque σ' produciendo otra resultante *U'*. Si se realiza un corte que separe la parte superior de la inferior de la viga, a cualquier altura *y*, hay en él fuerzas rasantes que son necesarias para equilibrar la diferencia $R_{12}=U_{12}-U_{12}'$ a lo largo de *x*. Este valor es máximo si el corte se dá en la fibra neutra:

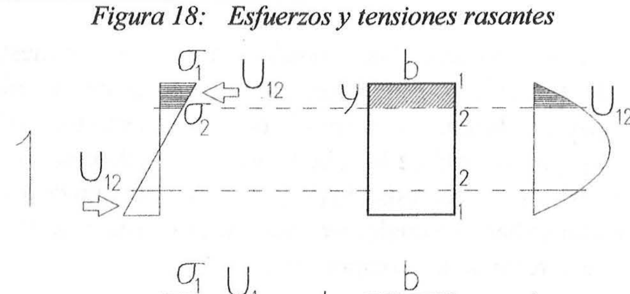
$$R_{x,máx} = U - U' = \Delta M / z$$

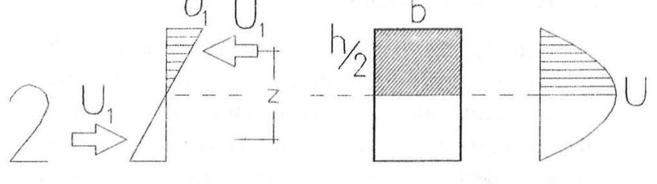
Si la sección es asimétrica, la fibra neutra no coincide, salvo casualmente, con la unión ala-alma, por lo que si se supone que en esa fibra el rasante mantiene su valor máximo $R_{x,máx} = \Delta M / z$ se simplifica al cálculo y se producen resultados conservadores.

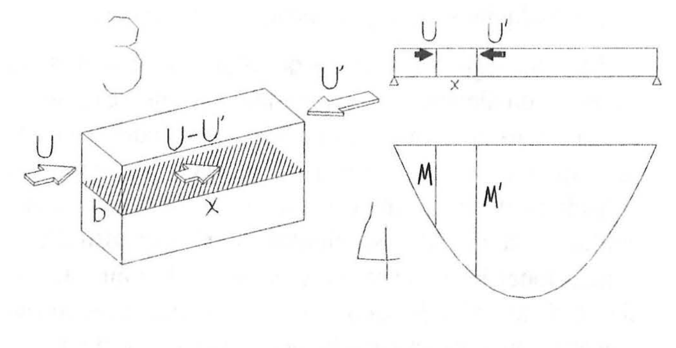
Finalmente, si *x* se iguala a la mitad de la luz de la viga biapoyada se obtiene el esfuerzo rasante de media viga o, multiplicado por dos, de la viga entera:

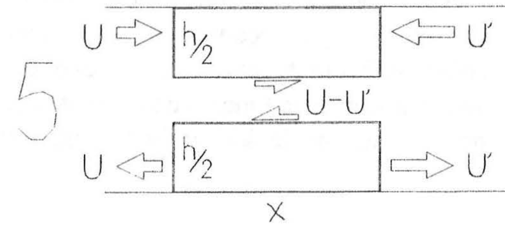
$$M = M_{máx} \quad M' = 0 \quad y \quad R_{tot} = 2 \cdot (QL^2/8) / z$$

Figura 18: Esfuerzos y tensiones rasantes





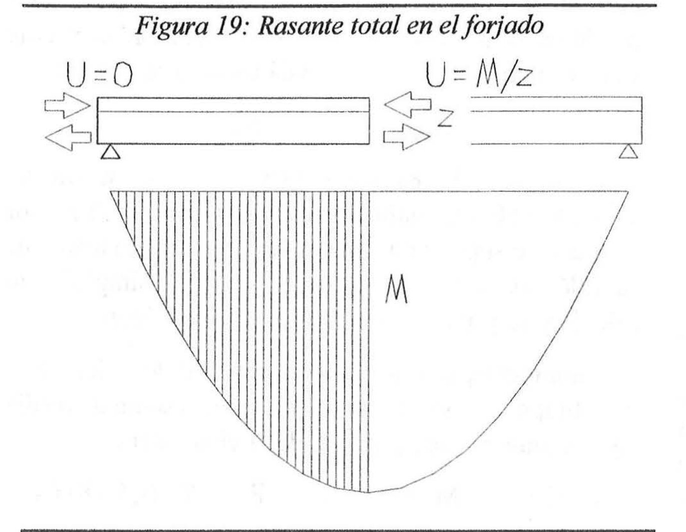




En consecuencia, el conjunto de conectadores que se coloquen para unir madera y hormigón tiene que resistir todo el esfuerzo rasante que se produce en la viga:

$$R_{tot} = 2 \cdot M_{máx} / z \qquad [1]$$

Figura 19: Rasante total en el forjado



Si se estuviera dimensionado una sección compuesta "de nuevas", madera y hormigón tendrían un tamaño ajustado a la solicitación por lo que el momento indicado en [1] no sería el de la solicitación (habitualmente, $M_{sol} = QsL^2/8$) sino el resistido ($M_{res} = W \cdot f$), con el fin de que, como se hace en cualquier unión, ésta no sea más débil que el resto de los componentes.

Con este ejemplo se entenderá: La unión entre dos barras de acero que deban trabajar a tracción consecutivamente no se hace disponiendo la soldadura necesaria para resistir un esfuerzo concreto, sino en función de la resistencia de las barras que se unen, para que, ensayadas a tracción, la rotura se produzca por cualquier sección y no siempre por la unión.

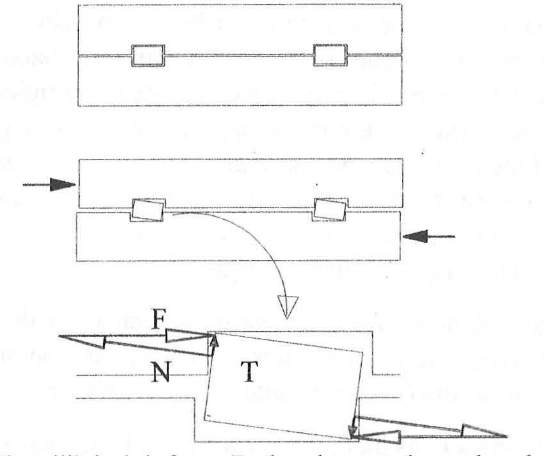
Sin embargo, al tratarse de viguetas existentes de madera, con dimensiones prefijadas, a las que se refuerza con una capa de hormigón, que por razones constructivas es superior a lo necesario, forman un conjunto holgadamente suficiente (ya que su resistencia más que duplica a la inicial y su rigidez la tri o cuadruplica). Dimensionar los conectadores como en obra nueva, con el criterio anterior de equirresistencia, elevaría mucho su número con respecto de lo necesario y resultaría un sobrecosto que económicamente imposibilita esta solución. Por tanto, los conectadores de estas estructuras se dimensionan en función de la resistencia a momento o de la rigidez que le falte al forjado existente.

2.2.3 tipo de esfuerzos de un conectador

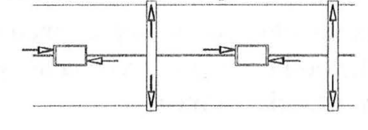
Para que madera y hormigón colaboren deben ser resueltas dos cuestiones: transmitir el esfuerzo rasante entre ala y alma e impedir que éstas se despeguen.

El intento de despegue se produce a causa del propio trabajo del conectador, como se indica en la figura 20. La deformación de éste al entrar en carga hace que las dos partes que forman la pieza compuesta, tiendan a separarse. Por esto se añaden bridas en los ejemplos clásicos de conexión entre piezas de madera. Este esfuerzo transversal es muy pequeño pero existe. Se valora normativamente con el 1% del esfuerzo rasante.

Figura 20: Despegue entre las dos partes de la pieza

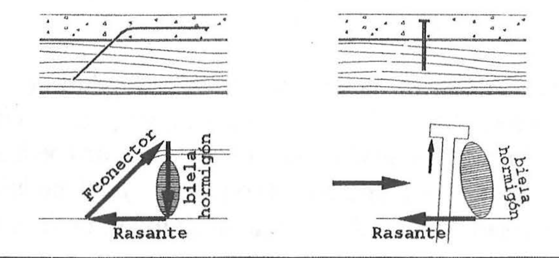


El equilibrio de la fuerza F sobre el conectador produce dos componentes: N y T. La fuerza T de éste contra las partes superior e inferior tiene a separarlas entre sí.



Para transmitir el esfuerzo rasante se utilizan dos tipos de conectadores: unos que trabajan a tracción y otros a cortante (fig. 21). Los primeros son barras traccionadas inclinadas. El equilibrio local se completa con una biela que comprime a ambas partes entre sí impidiendo su separación y que al ser perpendicular al plano de unión queda asegurada su estabilidad ya que su base no puede patinar. Los de cortante son barras perpendiculares al plano de unión con una cabeza que impida el despegue de ambas partes. En este caso, el rasante es resistido por el trabajo a cortante del conectador puesto que la biela no entra en juego, salvo si fuera casi vertical (con más ángulo patinaría sobre la madera —a no ser que a ésta se le hicieran muescas, lo que encarecería mucho la ejecución—).

Figura 21: Tipos mecánicos de conectadores



El segundo tipo —de cortante— se resuelve con piezas específicas y hay patentes variadas para llevarlo a cabo. El primero —de tracción— tiene algunas variantes: desde inclinar tirafondos (incluso mezclando unos a tracción y otros a compresión), pasando por colocar varillas roscadas cuyo paso de rosca va generando su entrada en tracción por adherencia y evitando el despegue, hasta lo dibujado en la figura 21, diseñado por Ricardo Aroca, que se realiza introduciendo un redondo en un taladro hecho en la madera y lleno de resina. Para que quede anclado en el hormigón, la parte recta tiene unos 12 diámetros y para que trabaje a tracción debe dirigirse hacia el apoyo de la viga. Conviene orientar las patillas para que no queden todas en el mismo plano vertical de la vigueta para no concentrar las tensiones de todos los conectadores en una sola línea (fig 22).

2.2.4 rasante resistido por un conectador y número de ellos en la viga

CONECTADORES A CORTANTE

Se ha determinado la capacidad resistente a cortante de los conectadores a partir de *Estructuras de madera. Diseño y cálculo* (Argüelles y Arriaga AITIM 2000)

Un conectador de diámetro d (cm) puede transmitir un esfuerzo rasante R (kN) de valor:

$$R_d = 1{,}5 \cdot (2 \cdot M_{res,d} \cdot f_{h,0,d} \cdot d)^{0,5} \qquad [1]$$

con los siguientes significados:

El momento plástico resistido $M_{res,d}$ por una sección circular de acero de calidad A-500 con seguridad 1,15 y coeficiente de seguridad plástico 1,12 es (en kN·cm):

$$M_{res,p} = W_p \cdot f_{sd} / \gamma_p = d^3/6 \cdot 0{,}8 \cdot 50/(1{,}15 \cdot 1{,}12) = 5{,}2d^3$$

y la resistencia característica (k) y de cálculo ($_d$) de la madera al aplastamiento ($_h$), en dirección paralela a la fibra ($_0$) y densidad ρ es (en kN/cm²):

$$f_{h,0,k} = 8{,}2 \cdot (1-d/10) \cdot \rho$$
$$f_{h,0,d} = K_{mod} \cdot f_{h,0,k} / \gamma_m$$

Si se aplica todo esto en [1] se obtiene el rasante resistido. Aunque —siguiendo el espíritu empírico de lo anterior— esa expresión la he simulado con la que sigue, cuyos resultados tienen una desviación menor al 4% de lo que se obtendría en [1]:

$$R_d = 5{,}8 \cdot d^2 \qquad \text{para C-18}$$
$$R_d = 6{,}0 \cdot d^2 \qquad \text{para C-24} \qquad [2]$$

en ella R_d en kN; d en cm; K_{mod}=0,80 y γ_m=1,30.

CONECTADOR A TRACCIÓN

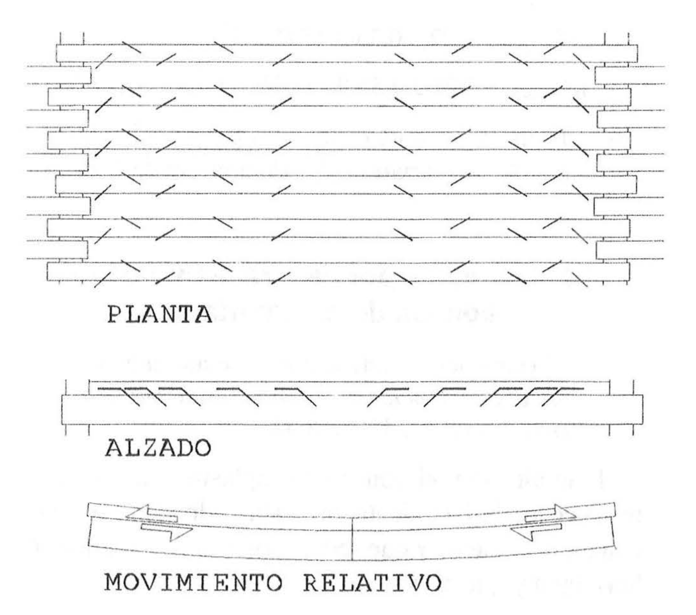
Lo que hay que decir de éste es muy breve. Si se considera que la varilla está inclinada 45° con respecto al plano de unión, el rasante resistido, con acero A-500, es (f_{sd} = 50/1,15 ≯ 42):

$$R_d = f_{sd} \cdot \pi \cdot d^2/4 \cdot 1/\sqrt{2} = 23{,}4\, d^2$$

- o -

Aunque en la obra de conexión de la capa de compresión a un forjado antiguo de madera el costo del material es poco representativo, puede observarse que la solución a tracción es cuatro veces más resistente que a cortante (ya que esa es la relación entre los coeficientes 23,4/5,8) o, si se quiere, el diámetro es la mitad. Sin embargo, sí tiene mucha importancia usar diámetros menores ya que los grandes requieren un trabajo más cuidado para no dañar a la madera al introducirlos.

Figura 22: Orientación de los conectadores de tracción



NÚMERO Y DISTRIBUCIÓN

Estas conexiones son dúctiles por lo que cuando un conectador alcanza el límite elástico mantiene la tensión aumentando la deformación y los demás van adquiriendo las tensiones excedentes. Si se distribuyen a lo largo de la pieza de acuerdo a la ley de cortantes, todos estarían teóricamente en el mismo nivel de tensión y se agotarían a la vez, pero la ductilidad permite distribuirlos a distancia constante, en cuyo caso, los de los extremos (más solicitados) van transfiriendo el exceso de solicitación a los siguientes, a medida que plastifican.

Teóricamente es mejor que la separación entre ellos varíe de manera que los esfuerzos de todos sean similares pero realmente es mucho más sencillo disponerlos a la misma distancia, o a dos distancias (extremos y centro) como se hace —se hacía— con los cercos de las vigas de hormigón. Naturalmente, y en ello se entrará después, el forjado es algo más rígido para una distribución acorde con la variación de la solicitación.

El número de conectadores se obtiene dividiendo el rasante total por la resistencia a rasante de cada uno:

$$n^o\ de\ conectadores = R_{tot} / R_{unit}$$

El rasante total se obtiene a partir del momento total por vigueta y del brazo de palanca. Siguiendo con el ejemplo anterior, el momento por metro de ancho vale 27,3 kN·m y la separación entre viguetas es 35 cm. El brazo de palanca elástico es 17,0 cm y el plástico 13,2 (véase la figura 16) por lo que si se toma un valor intermedio —por ahora sólo se está predimensionando— se procedería con $z = 15$ cm. Puede tantearse, por ejemplo con conectadores de cortante de diámetro 12 mm o su equivalente de 6 mm a tracción, resultando:

$$n^o_{cortante} = 2 \cdot 27{,}3 \cdot 0{,}35/0{,}15/(5{,}8 \cdot 1{,}2^2) = 15{,}3 \text{ ud}$$

$$n^o_{tracción} = 2 \cdot 27{,}3 \cdot 0{,}35/0{,}15/(23{,}4 \cdot 0{,}6^2) = 15{,}1 \text{ ud}$$

o sea, 16 unidades que, dispuestas a distancias iguales, estarían cada 30cm para ajustarlo a la luz de 4,70 m.

2.2.5 pérdidas por deslizamiento de los conectadores a cortante

El contenido de este apartado se apoya en el texto: *Intervención en estructuras de madera* (Arriaga *et al.* AITIM 2002).

Lateralmente, el conectador aplasta a la madera y produce un deslizamiento entre ala y alma que se valora con un coeficiente γ que reduce los valores estáticos del hormigón y que se obtiene de la expresión:

$$\gamma = \frac{1}{1 + \pi^2 \cdot E_c \cdot A_c \cdot S / (K_{ser} \cdot L^2)}$$

en la que S es la separación entre conectadores (si hay dos zonas: $S = 0{,}75S_{mín} + 0{,}25S_{máx}$), A_c y E_c son sección y módulo de elasticidad del hormigón, y K_{ser} un coeficiente que depende del diámetro del conectador y del modulo de elasticidad de la madera, cuya magnitud se obtiene así:

$$K_{ser} = 0{,}125 \cdot d \cdot E_m$$

En el ejemplo seguido (E_m=900 kN/cm² y d=1,2 cm), K_{ser} vale 135 kN/cm para estados de servicio y 90 kN/cm para últimos (módulo tangente para estados límite de servicio y secante —2/3 del anterior— para últimos). De lo que resulta que γ vale 0,204 y 0,146 respectivamente.

A partir de este coeficiente y con $\rho = E_c/E_m = 2{,}5$ se obtienen todos los valores pertinentes de resistencia que también se representan en la figura 23:

K_{ser}	90 kN/cm
γ	0,146

las distancias desde la fibra neutra al centro de la sección de madera (a_m), de hormigón (a_c) y a la fibra inferior de la madera (y_m)

$a_m = \gamma\rho \cdot A_c \cdot (h_c + h_m) / (2(\gamma\rho A_c + A_m))$	2,19 cm
$a_c = (h_c + h_m)/2 - a_m$	10,31 cm
$y_m = 0{,}5\ h_m \cdot + a_m$	12,19 cm

el momento de inercia (I_R) y módulo resistente (W_R) reducidos, o sea, de la sección compuesta incluyendo la pérdida por el deslizamiento de los conectadores

$I_R = \rho(I_c + \gamma \cdot A_c a_c^2) + I_m + A_m a_m^2$	19.131 cm⁴
$W_R = I_R / y_m$	1.569 cm³

y las tensiones de la madera ($_m$) del hormigón ($_c$) a flexión simple ($_f$) y a compresión ($_c$)

$\sigma_{c,c} = \gamma\rho \cdot a_c \cdot M_d / I_R$	0,19 kN/cm²
$\sigma_{c,f} = \rho \cdot 0{,}5\ h_c \cdot M_d / I_R$	0,31 kN/cm²
$\sigma_{m,c} = a_m \cdot M_d / I_R$	0,11 kN/cm²
$\sigma_{m,f} = 0{,}5\ h_m \cdot M_d / I_R$	0,50 kN/cm²
$\tau_m = 0{,}5\ y_m{}^{2"} V_d / I_R$	0,032 kN/cm²

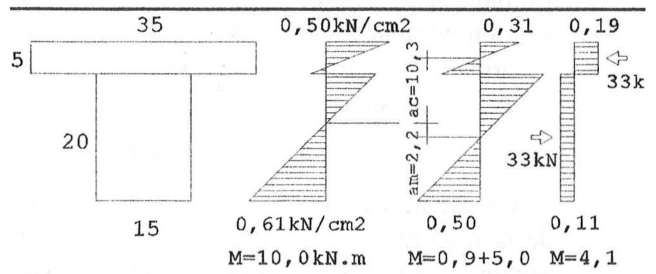


figura 23: diagramas de tensiones con cedimiento

Finalmente, la fuerza rasante en el conectador es:

$R = \gamma\, \rho \cdot a_c \cdot A_c \cdot S \cdot V_d / I_R$ 8,40 kN

valor similar al resistido por los conectadores a cortante de 12 mm con los que se había tanteado el ejemplo y que, como se vio en [2], para C-18 valía $5{,}8 \cdot 1{,}2^2 = 8{,}35$kN. Por tanto, puede considerarse que vale el tanteo.

Por otra parte, el módulo resistente reducido recién calculado supone una mejora resistente de 1,57 respecto de la madera sola aunque resulta una caída al 71% de la sección compuesta enteriza sin deslizamiento.

Para la deformación instantánea se repite el cálculo en servicio con módulo tangente y con $\rho = E_c/E_m = 2{,}5$:

K_{ser}	135 kN/cm
γ	0,204
$a_m = \gamma\rho A_c \cdot (h_c + h_m) / (2(\gamma\rho A_c + A_m))$	2,86 cm
$a_c = (h_c + h_m)/2 - a_m$	9,64 cm
$I_R = \rho(I_c + \gamma \cdot A_c a_c^2) + I_m + A_m a_m^2$	21.653 cm^4

De lo que se deduce un aumento de rigidez de 2,17 respecto de la madera y una caída al 56% de la sección compuesta sin deslizamiento.

A largo plazo la rigidez del hormigón disminuye respecto a la madera y habría que rehacer los cálculos a partir de una nueva relación de rigidez que se aproxima a la mitad de lo anterior, o sea $\rho = E_c/E_m = 1{,}25$. Eso afecta también a las tensiones, pues por la misma razón crecen las de la madera. Sin embargo, la holgura resistente a momento que alcanza la sección compuesta, respecto de lo poco que se necesita —este comentario sólo es aplicable al refuerzo de forjados antiguos— no ha de producir problemas a largo plazo aunque el paso del tiempo sobrecargue a la madera y descargue al hormigón. Por otro lado, la deformación a largo plazo que se obtendría del nuevo cálculo también puede ahorrarse, al menos en el cálculo inicial, ya que es aproximadamente un 10% mayor que la obtenida si se siguiera el cálculo habitual. Así se obtendría, como resultado del ejemplo, y para todas las deformaciones:

$\delta_{ins,per} = 5Q_{per} \cdot sL^2(384 E_m I_R) =$	4,56 mm
$\delta_{ins,var} = 5Q_{var} \cdot sL^2(384 E_m I_R) =$	3,42 mm
$\delta_{tot,per} = \delta_{ins,per}\,(1+[K_{def}=0{,}60]) =$	7,30 mm
$\delta_{tot,var} = \delta_{ins,var}\,(1+[K_{def}=0{,}25]) =$	4,28 mm
δ_{tot} (con $E_c/E_m = 2{,}5$) 7,30+4,28 =	11,6 mm
$\delta_{tot,\ corregida} \approx 1{,}10 \cdot \delta_{tot} =$	12,7 mm

GENERALIZACIÓN

Hecho el cálculo concreto del ejemplo, se analiza ahora la pérdida de resistencia y rigidez debida al deslizamiento de los conectadores, con respecto a la sección enteriza, para la gama de forjados frecuentes.

La tabla que sigue expresa la ganancia de resistencia y rigidez, en fase elástica, de una obra enteriza compuesta de madera y hormigón pero suponiendo que no hay cedimiento. La madera es C-18, el hormigón H-25 y la relación de módulos de inercia 2,5. (Esta tabla es similar al ábaco de la figura 17).

h_{fin} / h_{ini}	1.15		1.25		1.35	
s/b	2	3	2	3	2	3
ΔM	1.82	1.94	2.17	2.30	2.52	2.67
ΔK	2.72	3.13	3.68	4.17	4.69	5.28

La siguiente tabla indica la pérdida de resistencia que produce el deslizamiento de los conectadores. Se puede observar que depende mucho de la esbeltez y poco de la separación entre viguetas o de la ganancia de canto debida a la capa de compresión. La resistencia baja al 70-80% de la enteriza. Se añade una última línea con la mejora resistente de la enteriza (que se indicaba en tabla superior) reducida al 80% por el deslizamiento.

	h_{fin} / h_{ini}	1.15		1.25		1.35	
esbeltez	***30***	88%	84	86%	81	86%	80
	25	83%	77	80%	74	80%	73
	20	76%	69	72%	65	71%	64
	s/b	2	3	2	3	2	3
80% ΔM		**1.46**	**1.55**	**1.74**	**1.84**	**2.02**	**2.14**

La pérdida de rigidez depende aún más de la esbeltez, mucho de la ganancia de canto y poco de la separación. Se añade una línea para el 70% de la pieza enteriza.

	h_{fin} / h_{ini}	1.15		1.25		1.35	
esbeltez	***30***	83%	76	78%	70	75%	66
	25	76%	67	70%	60	66%	56
	20	65%	56	58%	48	54%	44
	s/b	2	3	2	3	2	3
70% ΔK		**1.90**	**2.19**	**2.58**	**2.92**	**3.28**	**3.70**

Las tablas se han confeccionado para dimensionado estricto de la sección del conectador y colocando muchos: ($S_{min} = z/2$ hasta L/4 y $S_{máx} = z$ en la mitad central).

Esas mismas tablas incluyen, con números pequeños, los porcentajes que resultarían en cada caso con mucha separación y constante: S=2z. Comparando con los primeros se llega a la contundente conclusión de que colocando la cuarta parte (naturalmente más gruesos) el momento resistido baja sólo un 5-10% y la rigidez un 10-20%, para cualquier esbeltez, separación y canto.

Se han analizado algunas otras variantes, ya sólo sobre el ejemplo seguido, para más conclusiones sobre algunas variaciones de distribución:

	diám	*nº/extremo*	*nº/centro*	*Δ res*	*Δ rig*	*τ / f*
1º	12	16ud / 30cm		1,57	2,17	101
2º	*9,7*	12 / 20	4 / 40	1,56	2,15	101
3º	12	12 / 20	4 / 40	1,62	2,29	72
4º	*6,5*	30 / 7,5	14 / 15	1,72	2,54	101
5º	*17*	12 / 20	4 / 40	1,72	2,53	42
6º	*21*	16 / 30		1,73	2,55	42

La primera línea reproduce el ejemplo (diámetro 12mm y todos los conectadores (16 ud) separados a 30cm. La segunda marca la ganancia usando el mismo número pero con una distribución más ajustada a la solicitación (a 20 cm en los cuartos extremos y a 40 en el centro): resistencia y rigidez se mantienen y el diámetro baja de 12 a 10 mm —se ha usado un valor teórico de 9,7 mm para mantener la tensión aproximadamente igual a la resistencia (dimensionado estricto), como en el primer caso—. La tercera mantiene la mejor distribución de la segunda y vuelve al diámetro inicial de 12 mm: mejora sólo un 5% todo. La cuarta aumenta mucho el número separándolos a 7,5 y 15 cm (el diámetro baja a 6,5 para mantener el dimensionado estricto) para ver que mejora se produce: 10% de resistencia y 20% de rigidez. La quinta baja la tensión de trabajo (aumenta el diámetro) hasta conseguir lo mismo que con el denso (4ª) pero volviendo al número inicial y separación de 20 y 40 cm y, finalmente, la sexta hace lo mismo para separación constante de 30 cm.

Por otra parte, cabe buscar la economía no en la reducción del número sino del coste unitario al emplear clavos, cuyo diámetro es reducido (3 ó 4 mm) y se colocan con pistola sin más preparativos.

Con ellos se obtendrían resultados semejantes de ganancia mecánica a cambio de elevar mucho el número pero reduciendo el precio unitario. Esta solución es más rentable si se colocan inclinados, ya que como se ha visto son cuatro veces más eficaces que verticales; pero la falta de capacidad del clavo para formar la biela comprimida que cierra el equilibrio local obliga a colocarlos dobles (tracción y compresión). Aún así basta con la mitad de los que se necesitan cuando se clavan transversalmente (ya que, —se recuerda—, a cortante son la cuarta parte de eficaces). Incluso menos, al tratarse de una solución más rígida como se va a ver en el siguiente apartado.

Por último, reducir el número y aumentar el diámetro facilita la ejecución de colocar el mallazo y verter el hormigón. Esto es particularmente importante en el caso de los anclados a tracción (fig. 21) ya que si se pisan los diámetros pequeños se reduce o anula su efecto al quedar aplastados contra la madera y deben usarse separadores.

2.2.6 pérdidas de los conectadores a tracción

No hay muchos datos sobre forjados de madera conectados a la capa de compresión de hormigón. Ricardo Aroca ha hecho algún ensayo hasta carga de servicio sin apreciar diferencias con la obra enteriza y José Luis Fernández Cabo me ha proporcionado algunos trabajos que en términos relativos llevan a conclusiones similares a las que se van a alcanzar aquí con modelos. He compuesto el modelo elemental de barras de la figura 24 para comparar sus resultados al variar el número y disposición de los conectadores. Para calibrarlo lo he ajustado con lo obtenido con los de cortante (mucho más estudiados). En la figura 25 se trabaja con el análisis de tales resultados.

figura 24: modelo para conectadores de tracción

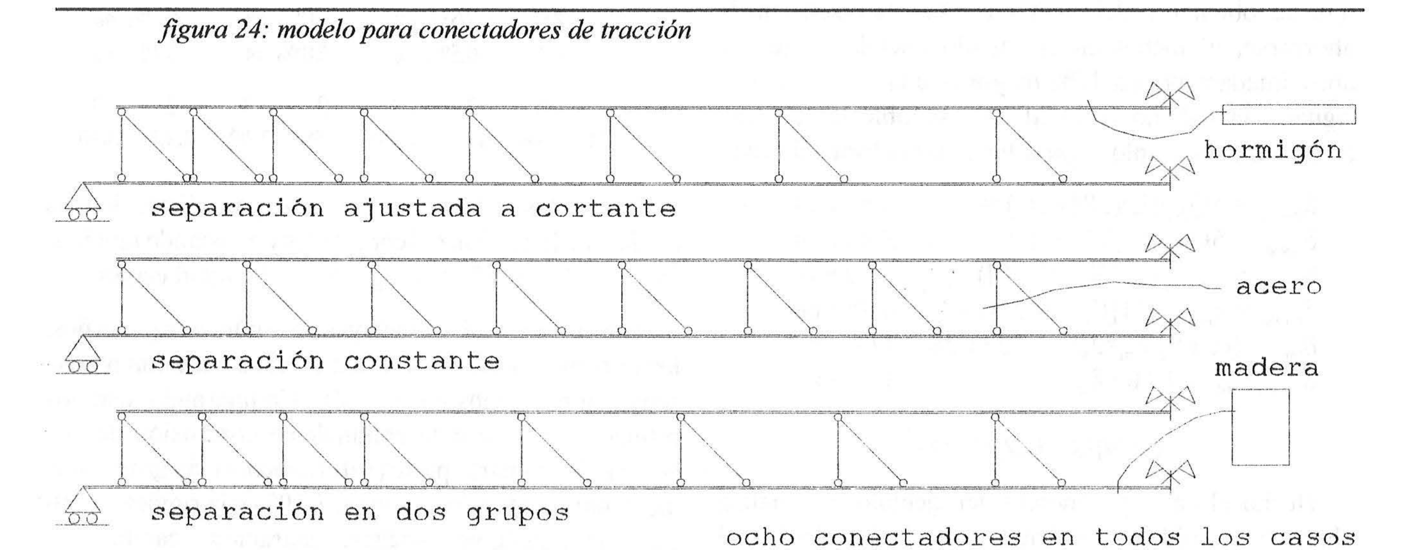
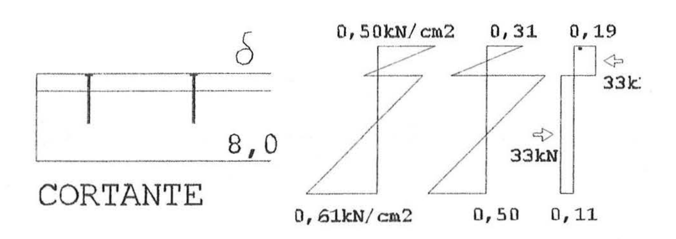
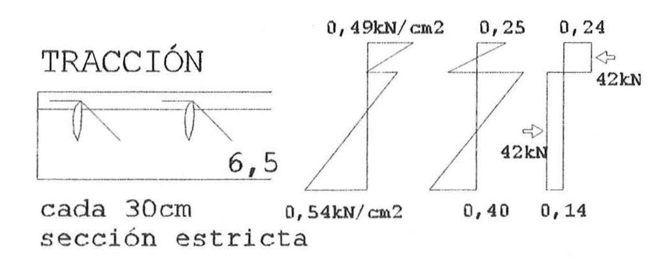
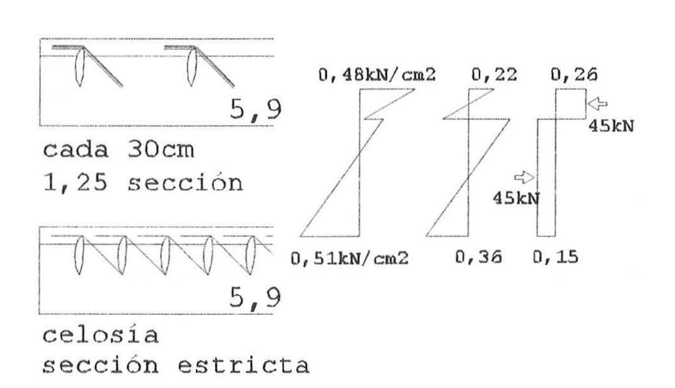
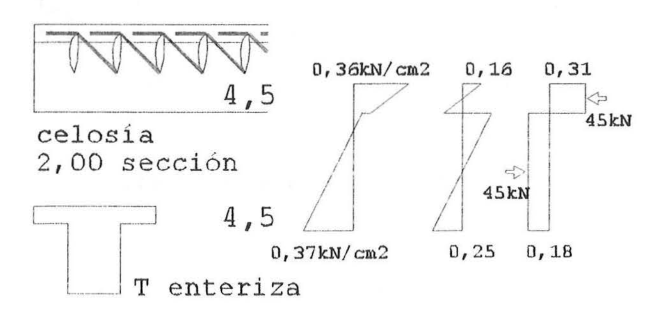


figura 25: tensiones y flecha con conectadores de tracción









El primer caso reproduce los resultados obtenidos con los conectadores de cortante. Los demás son de tracción. Los dos primeros tienen 16 conectadores en la pieza, uno con sección estricta de acero y otro 1,25 veces mayor, ya que para esa tensión se iguala la deformación, y lógicamente el diagrama de tensiones, con el modelo realizado para un número tal de conectadores que completa la celosía en la pieza. Por eso están agrupados en la misma figura. Del mismo modo se agrupa abajo la pieza enteriza con la celosía que alcanza la misma rigidez, lo que ocurre cuando los conectadores trabajan a tensión mitad que la resistencia.

En la figura 25 figuran tres diagramas de tensiones para cada caso: a la derecha el que contiene el par de fuerzas producido por cada parte, de tracción (alma de madera) y de compresión (ala de hormigón); en medio, el de flexión simple independiente para cada zona, y a la izquierda, la suma de ambos. Cuanto más tensiones del total se consuman en el par de fuerzas y menos en la flexión de cada parte, la pieza es más resistente y rígida.

El sistema compuesto por el par de fuerzas hormigón (compresión) contra madera (tracción) entra en juego en mayor medida con conectadores de tracción que de cortante, incluso usando pocos. Eso es lo que muestra la comparación entre las dos primeras figuras: un 10% de mejora resistente y un 20% de aumento de rigidez (aparte de tener diámetro mitad).

Aumentar un 25% la sección del conectador mejora algo (5% y 10% lo anterior) pero lo fundamental es que se alcanza la misma rigidez que si se tratara de una viga de celosía con las diagonales estrictamente dimensionadas. Por último, para conseguir la misma eficacia que la pieza enteriza habría que separar los conectadores a una distancia igual al brazo de palanca (celosía) y dimensionándolos para que su tensión fuera del orden de la mitad de la resistencia.

Resumiendo, con conectadores de cortante cada 30 cm y dimensionado estricto la resistencia baja al 70% de la pieza enteriza mientras que con los de tracción se queda en el 85%. La rigidez baja al 56% en el primer caso y sólo al 70% en el segundo.

- o -

Con el modelo comentado he comparado distintas distribuciones de conectadores de tracción manteniendo siempre el mismo número de ellos (siguiendo la figura 24) y se puede concluir que distribuciones más ajustadas al diagrama de cortantes respecto de conectadores a distancia constante la rigidez mejora, pero sólo algo: un 10% al disponerlos según el diagrama de cortantes y un 5% si se usa una separación menor en los apoyos aunque mayor en el centro (los esquemas están representados en la figura 24). Por tanto, no merece la pena complicar la distribución a lo largo de la pieza más allá de disponer varias hileras más juntas cerca del apoyo.

También he realizado un cálculo disponiendo sólo la mitad de conectadores (o sea, 8 en lugar de los 16 del ejemplo, separándolos 60 cm en lugar de 30) y con dimensionado estricto para ambos casos. La conclusión es que sólo se pierde un 5% de rigidez a cambio de un ahorro del 50% en la obra de conexión.

2.3 REFUERZO INFERIOR

2.3.1 Modelos

La gran cantidad de viguetas que hay en cualquier forjado impide reforzarlas de una en una, dada la enorme repercusión que tendría el número de uniones en el coste. Esta obra de refuerzo pieza a pieza puede aplicarse en vigas ya que su número es reducido, pero no en forjados.

Sin embargo, el criterio es aplicable a los forjados sólo que agrupando el refuerzo para varias viguetas (figura 26 a). Para ello, los montantes o manguetas que llevaría una viga pasan a ser piezas transversales (llamadas cortaluces) que recogen peso del forjado y lo entregan a muros transversales o a vigas paralelas al forjado situadas cada cierta distancia.

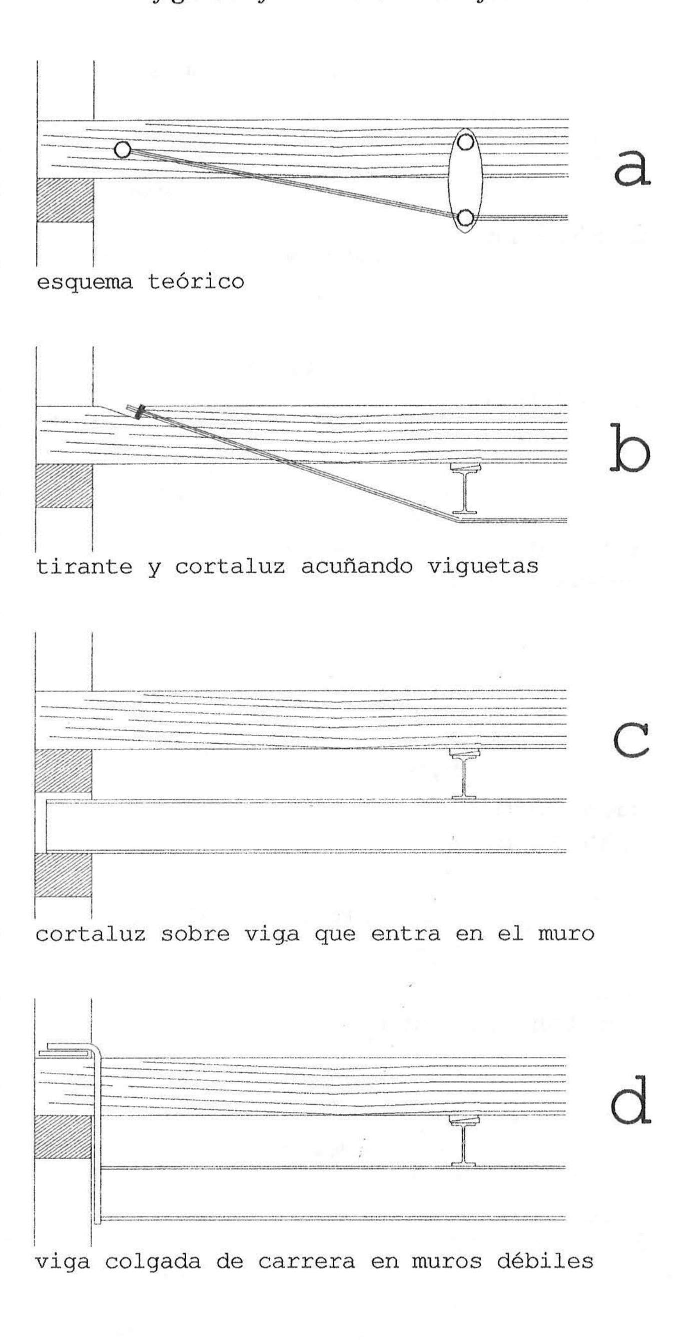
Las alternativas son variadas: Sea con un tirante quebrado (fig. 26b), de empleo frecuente en soluciones vistas; sea con una viga inferior apoyada en los muros (26c), frecuente en reparaciones puntuales y que evita la intervención por arriba aunque abre mechinales en los muros para crear el nuevo apoyo; sea con una viga colgada del entramado de madera (26d) en caso de muros débiles que no aseguren un apoyo aceptable; o, sea colocando esta viga arriba, dentro del propio entrevigado (o sustituyendo a una vigueta de madera 26e), lo que permite su apoyo directo sobre las carreras o durmientes aunque a costa de complicar algo la unión con el cortaluz colgante.

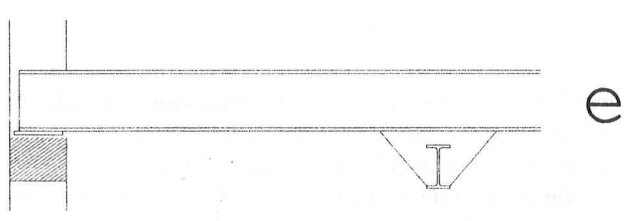
No conviene que esta obra metálica limite, más allá de lo imprescindible para conseguir la eficacia del refuerzo, los movimientos higrométricos. De modo que en crujías largas los cortaluces deben quedar cortados cada cierta distancia. Para ello puede resultar adecuado formar tramos de dos voladizos con un vano intermedio, como refleja la sección transversal que completa la figura 26 y la planta de la figura 27.

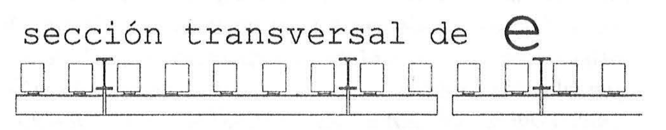
Todas estas variaciones se basan en el mismo modelo mecánico: reducir solicitaciones y mejorar la rigidez del forjado original a base de crear apoyos intermedios. Estos apoyos no son fijos sino que descienden, por lo que hay que compatibilizar las deformaciones entre forjado original y refuerzo.

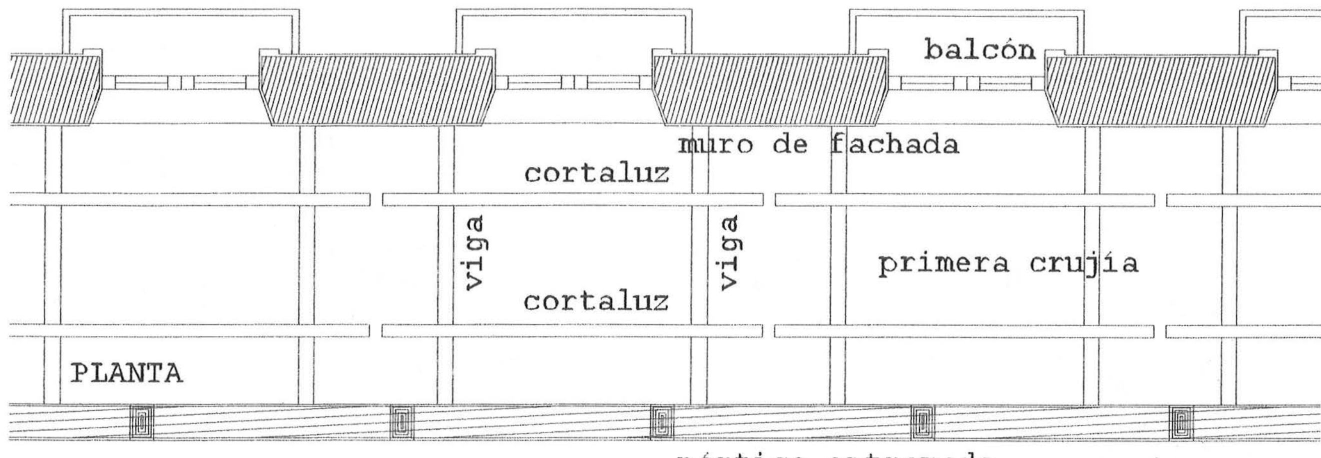
Para construir este modelo se emplean dos sistemas: uno, que mejora la capacidad del forjado (casos 26a y 26b) sin salir de su propia estructura, lo que evita hacer nuevos apoyos, otro, en el que se crea un refuerzo inferior en el que descansa el forjado y que dispone de sus propios apoyos en los muros.

figura 26 formalización del refuerzo









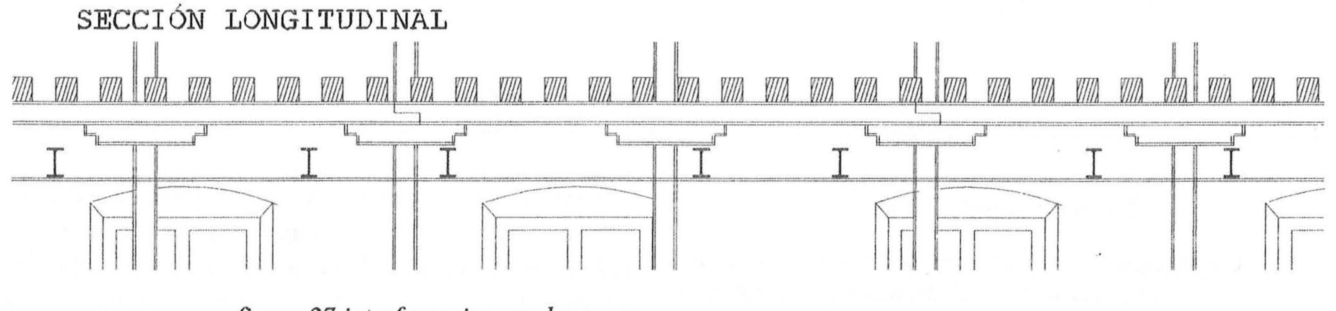


figura 27 interferencias con los muros

2.3.2 Aspectos constructivos

Los refuerzos inferiores obligan muchas veces a colocar falsos techos que los oculten y eso supone una alteración de las características espaciales de los locales afectados. Esa alteración será, al menos menor, si no se trastoca la fisonomía de ese espacio interior manteniendo vistas las embocaduras de los balcones (incluyendo la sobrepuerta) a las posibles molduras con las que se trate de renovar la habitación. Y para todo ello el espacio disponible no es elevado (como refleja la sección de la figura 27) y además va disminuyendo en las plantas altas ya que así lo permitían las ordenanzas de las épocas de construcción de estos inmuebles.

Con independencia de cuestiones mecánicas, es mejor disponer dos cortaluces, a cuartos o a tercios, que uno central, por las razones ya comentadas, basadas en asegurar la estabilidad de posibles viguetas defectuosas al dotarlas de dos nuevos apoyos. Así se evita el riesgo de que alguna pieza degradada pase inadvertida.

La separación entre las vigas de refuerzo depende, a menudo, mucho más de las características constructivas del edificio que de condiciones mecánicas. Por ejemplo, la distinta modulación de los machones de fachada respecto del entramado de los muros interiores, o la diversa situación de los huecos de paso en éstos.

Los muros de ladrillo no tienen entramado de madera pero disponen de un durmiente para apoyar las viguetas. El muro de fachada pertenece a este tipo (aunque a veces tenga piezas de madera en las esquinas interiores del balcón para recercar los huecos). Su estructura es la fábrica de ladrillo. En los machones de estos muros es fácil hacer mechinales para formar el apoyo de las vigas de refuerzo sobre zapatas propias gracias a la suficiente calidad del ladrillo. El perfil de la viga de refuerzo debe quedar debajo del durmiente para no cortarlo, y si hubiera que hacerlo deben reconectarse las dos partes separadas para que el durmiente mantenga su capacidad de cosido horizontal de la fábrica.

Los muros interiores entramados tienen rellenos de calidad frecuentemente insuficiente para apoyar la viga de refuerzo en ellos. Esa carga debe ser entregada a la madera aunque es problemático hacerlo directamente a los pies derechos que podrían desgarrarse si el apoyo es incorrecto. De todos modos es improbable que la cadencia de vigas de refuerzo y pies derechos de los muros sea coincidente. Esta entrega del peso del refuerzo es más razonable plantearla a través de las carreras de madera (como quedó reflejado en la figura 26).

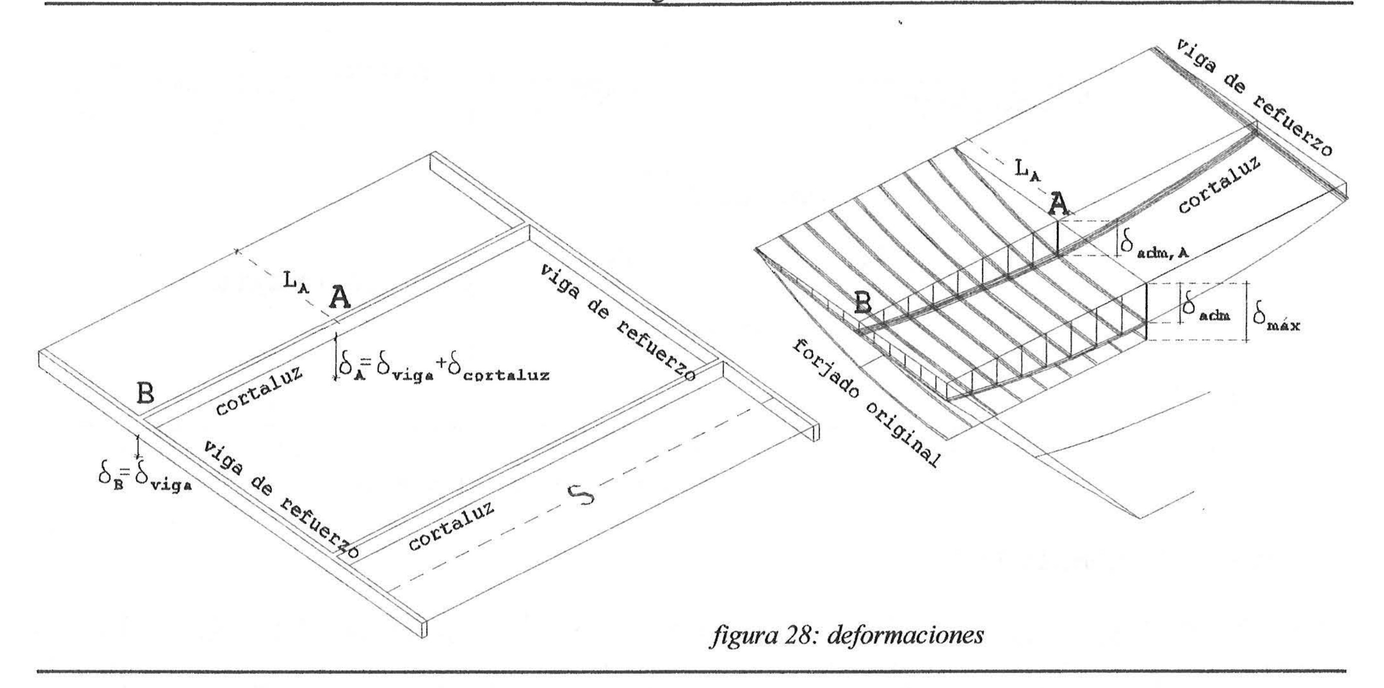


figura 28: deformaciones

2.3.3 Compatibilidad

Lo que sigue sería de aplicación si el refuerzo entrase en carga a la vez que el forjado, desde que se aplica la primera carga, y sin que se produjeran asientos o cedimientos en los nuevos apoyos que se construyan.

Al calcular el forjado de madera se obtendrá una flecha $\delta_{máx}$ (figura 28 derecha) probablemente superior a la admisible δ_{adm}.

El refuerzo inferior consta de dos cortaluces, distanciados de los muros una longitud L_A (que expresaremos como αL). Estos cortaluces apoyan en vigas paralelas a las viguetas en la sección B.

El objetivo es que el conjunto de forjado y refuerzo tenga una rigidez conjunta que asegure que la flecha de las viguetas en el centro del vano no supere a δ_{adm}.

Desde el punto de vista del forjado, el calculo es el siguiente: una vigueta sin reforzar tiene una flecha $\delta_{máx}$ producida por la carga uniforme q; al reforzarla recibe del cortaluz, situado a una distancia L_A del apoyo, una fuerza ascendente P que disminuye su flecha hasta dejarla, en el centro, en el valor admisible δ_{adm}.

Por tanto, el valor de la fuerza P se determina comparando flechas en el centro del vano del forjado: La flecha δ_{adm} es la diferencia entre la flecha $\delta_{máx}$ que produce q y la flecha δ_P que produce P.

$$\{\delta_{máx}\,[=5qL^4/384EI]\} - \delta_{adm} = \{\delta_P\,[=P\alpha L^3(3\text{-}4\alpha^2)/24EI]\}$$

Llamaremos $\delta_{adm,A}$ a la deformación del forjado en el punto A de contacto entre vigueta y cortaluz cuando la flecha de aquél en el centro es δ_{adm}.

Desde el punto de vista del refuerzo inferior el cálculo es el siguiente (figura 28 izquierda): La carga P que reciben los cortaluces de cada una de las viguetas los deforma una cantidad $\delta_{cortaluz}$ que se sumará a la deformación en B de la viga de refuerzo δ_{viga} causada por la carga que recibe ésta de los cortaluces. Esa suma vale δ_A y su valor deberá coincidir con $\delta_{adm,A}$ ya que es el mismo punto A visto desde dos sitios distintos (forjado y refuerzo).

Llamando S a la luz del cortaluz y p a su carga uniforme (que resulta de las puntuales P de cada vigueta), la deformación del cortaluz es

$$\delta_{cortaluz} = 5pS^4/384EI$$

Y, llamando R a la carga que producen los cortaluces sobre la viga de refuerzo, la deformación en ese punto B de esta viga vale:

$$\delta_{viga,B} = R\alpha^2 L^3(3-4\alpha)/6EI$$

Lógicamente la flecha máxima de la viga de refuerzo carece de interés ya que es en la sección B donde apoya el cortaluz y donde se deben medir las flechas.

Por tanto, las inercias de los perfiles (cortaluz y viga) tienen que ser suficientes para que δ_A no supere a $\delta_{adm,A}$.

- o -

El problema es más complejo, ya que cada vigueta apoya en una sección del cortaluz con su propia deformación local, por lo que los descensos y las fuerzas P de cada una son distintos. Sin embargo el cálculo anterior produce resultados muy aceptables. Tanto más parecidos a los obtenidos contemplando esta variedad de

descensos cuanto más rígidez se le dé al cortaluz, ya que con ello disminuye la diferencia entre la flecha de cada vigueta. Los resultados obtenidos con este procedimiento simplificado son intermedios a los que resultarían del análisis vigueta a vigueta y su dispersión con respecto a él no llega al 10%, para los casos habituales.

\- o -

A la vez que el forjado gana con el refuerzo la rigidez que le falta, también se reducen sus solicitaciones. En la figura 29 se han representado los diagramas de momentos del forjado en función de distintos valores de flecha. Puede observarse que para deformaciones límite habituales (L/400–500) los momentos del forjado bajan a la mitad de los iniciales (y se mantienen positivos en toda la pieza). Para que en el apoyo sobre los cortaluces el momento se anule, deberá subirse a una limitación de flecha máxima de L/2300 y para que se igualen los momentos positivos y negativos ese valor llega a L/6000. De modo que en refuerzos pasivos como es éste no hay cambio de signo en los diagramas de momentos, ya que para que esto se produzca —en el rango de flechas habituales— el forjado debe ser muy esbelto ($\lambda>30$) y los cortaluces acercarse mucho a los muros ($\alpha<0,20$). En este caso se consigue llegar a anular el momento de las viguetas para límites de deformación de L/400–500.

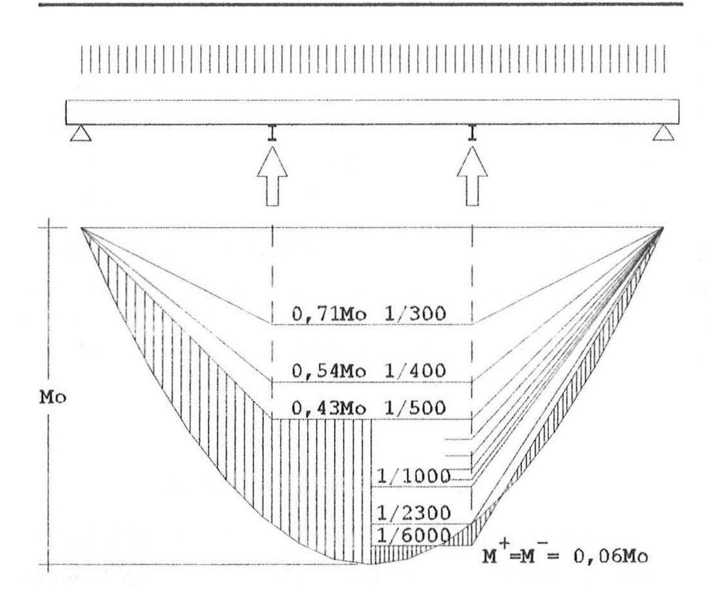


figura 29: reducción del momento según límite de flecha

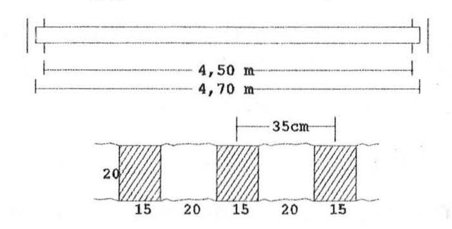
2.3.4 ejemplo

Se vuelve al ejemplo con el que se ha trabajado en el apartado 2.2 cuando se analizó el refuerzo superior.

figura 30: datos del forjado a reforzar

DATOS DEL FORJADO:

luz de cálculo	4,70	m
escuadría *h·b*	20·15	cm
Separación eje de viguetas	35	cm
Carga total de servicio	7,00	kN/m²
Coef seg global acciones	1,41	



PERITACIÓN DEL FORJADO:

f_{Md} = 1,11	kN/cm²	W = 2.857	cm³/m
f_{Vd} = 0,123	kN/cm²	A_V = 571	cm²/m
E = 900	kN/cm²	I = 28.571	cm⁴/m
M_d = 27,3 kN·m/m		σ = 0,96	kN/cm²
V_d = 23,3 kN/m		τ = 0,04	kN/cm²
		δ = 1 / 272	

PARÁMETROS PARA EL REFUERZO:

Flecha instantánea adm	L/500
Flecha total adm	L/300
Situación de los cortaluces	1,35 m de los apoyos
voladizos en cortaluces	0,40 m
Luz de los cortaluces	2,40 m

NOTA: No se considera la leve mejora de rigidez que confieren los voladizos al cortaluz y no se considera significativa la deformación de cortante.

FUERZA ***P*** SOBRE LOS CORTALUCES

corto plazo

Se comienza estudiando el problema para la flecha instantánea, que vale:

$\delta_{máx,\,ins} = 5qL^4/(384EI)$ 17,3 mm

contra la flecha admisible de L/500 que es:

$\delta_{adm,500} = L / 500$ 9,40 mm

luego el refuerzo tiene que reducir la flecha del forjado en

$\delta_{máx,ins} - \delta_{adm,500} =$ 7,90 mm

Como la flecha en el centro del vano producida por una fuerza *P* aplicada a una distancia αL del apoyo vale:

$$\delta_P = P\alpha\, L^3\,(3 - 4\alpha^2) / (24EI)$$

se obtiene P con la siguiente expresión

$$P = 24EI{\cdot}\delta_P / (\alpha L^3\,(3 - 4\alpha^2)) \qquad 2{,}73 \text{ kN/vig}$$

y que equivale a 7,79 kN/m aplicados sobre el cortaluz.

plazo infinito

Se analiza ahora a tiempo infinito utilizando, para simplificar, el valor de K_{def} = 0,47 (ya obtenido en el apartado 1.4.5): La flecha final vale:

$$\delta_{máx,tot} = 1{,}47 \cdot \delta_{máx,ins} = \qquad 25{,}4 \text{ mm}$$

mientras que la flecha admisible para L/300 es:

$$\delta_{adm,300} = L / 300 \qquad 15{,}7 \text{ mm}$$

luego, en este caso, el refuerzo tiene que reducir la flecha del forjado en

$$\delta_{máx,tot} - \delta_{adm,300} = \qquad 9{,}76 \text{ mm}$$

obteniéndose P con la siguiente expresión en la que se ha incluido la pérdida de rigidez (1+0,47) a tiempo infinito:

$$P = 24EI{\cdot}\delta_P / (\alpha L^3\,(3 - 4\alpha^2)) / 1{,}47 \qquad 2{,}29 \text{ kN/vig}$$

y que equivale a 6,55 kN/m aplicados sobre el cortaluz.

- o -

Al aplicar en el forjado estas fuerzas ascendentes P en la sección A y añadirlas, en cada caso, a la carga uniforme q, se obtiene un momento en el centro del vano que varía desde 15,1 kN·m/m (55% del inicial), que se produce al principio de la puesta en carga, hasta17,1 kN·m/m (63% del inicial), que se produce a tiempo infinito. En la sección A, de apoyo del forjado sobre el cortaluz el momento sigue siendo positivo y su valor varía entre 12,1 y 14,0 kN·m/m. Obsérvese que las solicitaciones del forjado son un 15% mayores a largo plazo, aunque la deformación más restrictiva es la inicial.

DESCENSO DE LA SECCIÓN A

La flecha de la vigueta en A debida a la carga uniforme q vale:

$$\delta_{A,q} = q\alpha L^4\,(\alpha^3 - 2\alpha^2 + 1) / (24EI)$$

y la 'contraflecha' de la vigueta en A debida a la carga P (=7,79 kN/m):

$$\delta_{A,P} = P\alpha^2 L^3\,(3 - 4\alpha) / (6EI)$$

de donde resulta

$$\delta_A = \delta_{A,q} - \delta_{A,P} = 8{,}17 \text{ mm}$$

DIMENSIONADO DEL REFUERZO

La suma de flechas de los dos elementos del refuerzo no puede superar a:

$$\delta_A = 8{,}17 \text{ mm} = \delta_{cortaluz} + \delta_{viga}$$

Llamando S a la luz del cortaluz, E_A al módulo de elasticidad del acero e I_C al momento de inercia del perfil, su flecha máxima vale:

$$\delta_{cort} = 5P\,S^4 / (384E_A I_C)$$

y, llamando I_V al momento de inercia del perfil de la viga de refuerzo, el descenso de la sección B es:

$$\delta_{viga} = R\,\alpha^2 L^3\,(3 - 4\alpha) / (6E_A I_V)$$

de cuyas expresiones se deberá elegir las inercias necesarias. Esto se resuelve con mayor comodidad estableciendo de antemano una relación entre las dos inercias de los perfiles (cortaluz y viga) que, llamándola β (= I_V/I_C) deja lo anterior con una expresión directa:

$$I_C = \left\{ \frac{5PS^4}{384{\cdot}E_A} + \frac{R\alpha^2 L^3}{6{\cdot}E_A\,\beta}(3 - 4\alpha) \right\} \frac{1}{\delta_A}$$

En la tabla siguiente se han dado algunos valores a β y se han obtenido los resultados para el canto de perfiles, tensiones y consumo de acero:

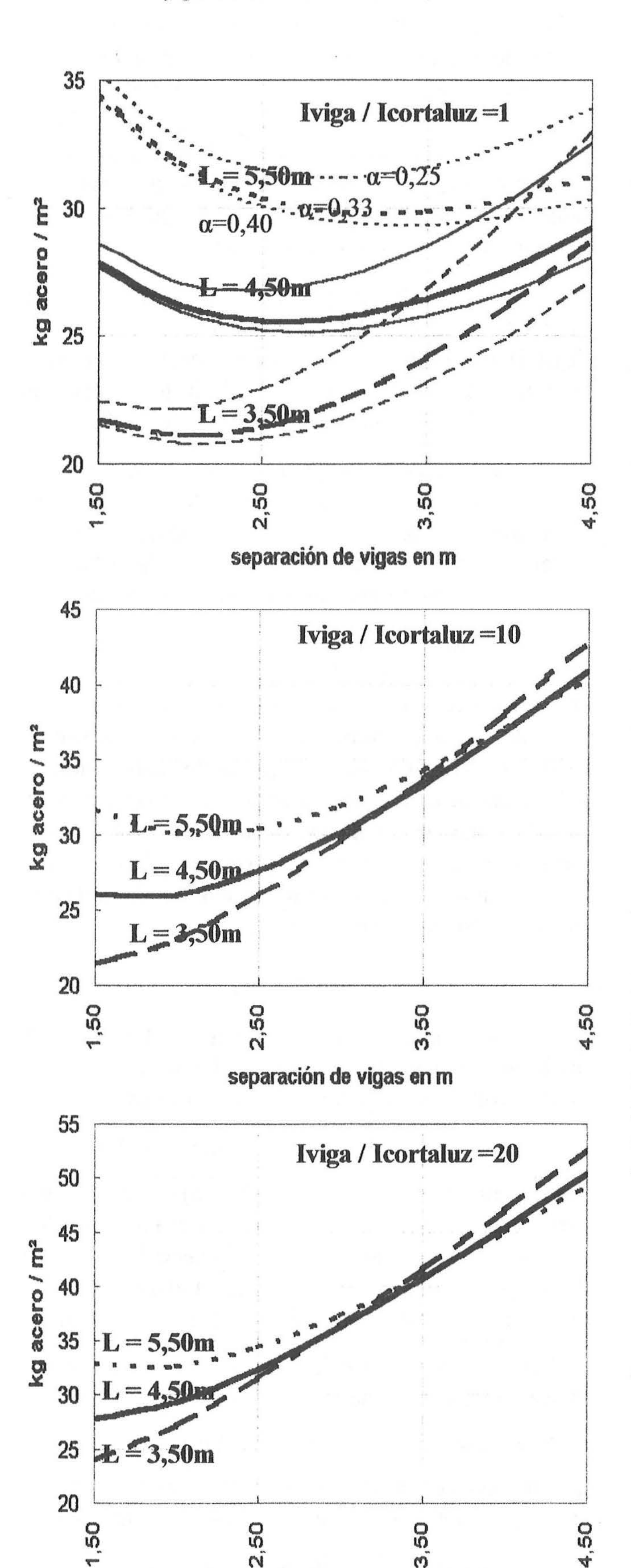
	β= 1,00	$\sigma_{máx}$	2,00	$\sigma_{máx}$	4,00	$\sigma_{máx}$
IPEc	19,5	*3,06*	16,4	*4,77*	14,0	*7,14*
IPEv	19,5	*10,7*	19,9	*10,1*	20,6	*9,15*
consumo	23,0 kg/m²		21,2		20,5	

NOTA: Los perfiles reflejan los cantos teóricos necesarios en cm (obtenidos a partir de una función continua de sus valores estáticos). Las tensiones de cortaluz y viga están expresadas en kN/cm² y el consumo en kg/m².

2.3.5 cantidad de material

La repercusión económica del refuerzo inferior no sólo depende de la cantidad de material. Por ejemplo, es muy relevante el costo de los nuevos apoyos. Además los parámetros estructurales no son siempre de libre elección: la luz de forjado es fija en la crujía que se refuerza; la luz del cortaluz, como he comentado, suele estar definida por razones constructivas, y sólo hay libertad para elegir la relación entre inercias y distancia αL del cortaluz al muro. Pero, pasemos a valorar la incidencia del material consumido en el refuerzo.

figura 31: cantidad de material



Los ábacos adjuntos muestran la cantidad necesaria de acero en refuerzo de viga doble como el representado en la figura 27. Se han hecho para esbeltez del forjado existente λ=25, deformación instantánea L/500 y separación del cortaluz a muro α=0,33 (o sea, luces resultantes del forjado apoyado en el refuerzo de 1-1-1).

En el primero se añaden varias localizaciones de los cortaluces: más cerca o lejos de los apoyos. Cerca de los muros (α=0,25: relación de luces 1-2-1), el volumen total sube un 10-20% (mayor cuanto mayor sea la luz *S* del cortaluz) respecto de la separación α=0,33. Si se alejan (α=0,40: luces 2-1-2), el volumen baja un 5-10%. Estos incrementos son similares para las otras relaciones Iv/Ic.

La conclusión principal que se extrae comparando los tres casos tiene una doble lectura:

- Si los muros son de buena capacidad portante es mejor emplear inercias parecidas, ya que, aunque los consumos mínimos son similares (22 kg para L=3,5; 26 para L=4,5 y 30 para L=5,5), en el caso Iv=Ic estos mínimos se alcanzan con mayor separación de vigas (*S* mayor), lo que reduce el número de uniones, con el consiguiente ahorro. Además, una elevada inercia del cortaluz supone un menor tecleo.

- Por el contrario, si los muros son de baja calidad conviene un apoyo casi continuo sobre una solera corrida (o reforzando la carrera de madera existente), y resulta aconsejable lo contrario (Iv>>Ic), para que la concentración de carga sea más tenue.

Si en lugar del esquema de la figura 27 se apoyaran los cortaluces en vigas sin duplicar (o sea, cada viga de refuerzo recibe una pareja de cortaluces por cada lado), con inercias parecidas (Iv=Ic) hay poco ahorro de material (baja al 90%) y mucho (60-70%) con inercias muy distintas (Iv>>Ic), como refleja la figura 32, en la que la cantidad 1,00 corresponde a vigas dobles.

figura 32: ahorro sin duplicar vigas de refuerzo

Iv/Ic=1
Iv/Ic=10
Iv/Ic=20
kg acero / m²
separación de vigas en m

En ambos tipos de diseño de refuerzo (vigas sencillas o duplicadas) los dos parámetros que se han dejado fijos en la figura 31: la esbeltez del forjado original (λ=25) y la limitación de flecha (L/500), se generalizan ahora.

La primera tabla relaciona el consumo obtenido en los ábacos anteriores $W_{\lambda=25}$ con el resultante si se hubieran hecho para un forjado con otra esbeltez λ' distinta de 25. Por ejemplo, si λ'=23 esta tabla indica que los ábacos anteriores se multiplicarían por 0,89.

λ'	*22*	*23*	*24*	*25*	*26*	*27*	*28*
W_{λ}'	0,75	0,89	0,95	1,00	1,04	1,07	1,10

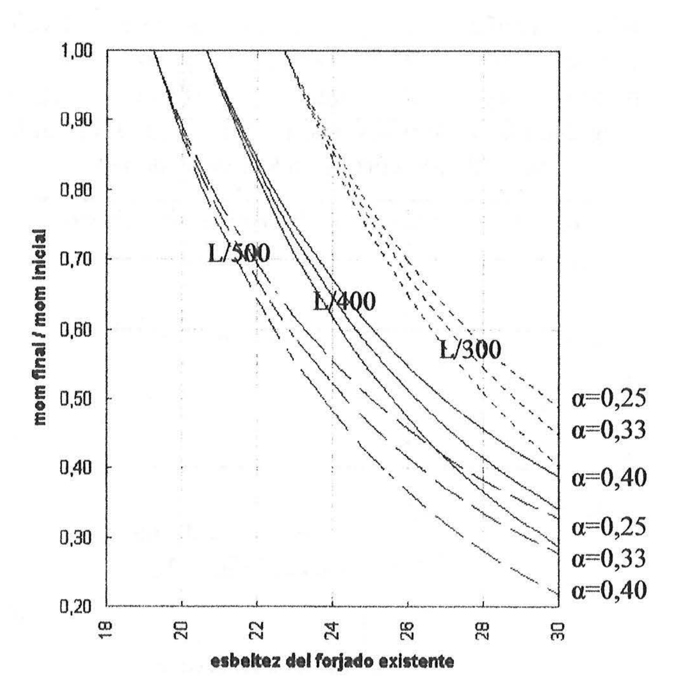
En la segunda tabla, figura el material necesario si la deformación límite instantánea fuera de L/400 en lugar de L/500. (Vuelve a aparecer la esbeltez porque el material necesario depende de esta variable).

λ'	*22*	*23*	*24*	*25*	*26*	*27*	*28*
L/400	0,67	0,75	0,79	0,82	0,84	0,85	0,86

- o -

Finalmente, completado el estudio de la cantidad de material, resta valorar la reducción que se obtiene en los momentos flectores del forjado primitivo. Como se observa en la figura 33, los momentos se reducen tanto más cuanto mayor sea la esbeltez original. No hay mucha diferencia por poner los cortaluces más o menos cerca del apoyo, y la limitación de flecha puede llevar a que no tenga sentido colocar este tipo de refuerzo, sobre todo si la esbeltez inicial del forjado es muy baja.

figura 33: reducción de solicitaciones



2.3.6 puesta en carga

Un refuerzo como el descrito sólo entra en juego a partir de las cargas que se apliquen después de su colocación. Por tanto, su mayor efectividad la encontraremos si se construye tras de haber desmantelado el piso existente dejando de él las viguetas y, como mucho, el entrevigado, ya que entonces colaborará en el traslado del resto de las cargas permanentes y todas las sobrecargas.

Una forma de que adquiera peso preexistente es que el forjado antiguo pierda rigidez por fluencia o degradación, ya que al crecer su deformación se apoyará en el refuerzo, que es tanto como decir que aumenta la transferencia de carga a través de las secciones A.

Hay que añadir que el refuerzo puede necesitar recorridos iniciales para que asiente, durante los cuales no realiza un trabajo significativo, por lo que, al menos la parte de asiento que tenga lugar a corto plazo, hay que provocarla antes de que quede en situación de trabajo.

Todo esto lleva a la conveniencia de acuñar el refuerzo contra el forjado. Por una parte, para recibir cargas ya existentes, y por otra, para asentarlo. En el caso del refuerzo superior estos asuntos quedaban resueltos casi de antemano ya que su ejecución obligaba a desmantelar todo aquello que no fuera propiamente el forjado, y para evitar flechas de construcción había que apearlo antes de verter el hormigón. Pero en los refuerzos inferiores se requiere un cuidado especial cuyo estudio se comienza con un ejemplo.

COMPATIBILIDAD

Una viga biapoyada de 4,00 m de luz y carga uniforme mayorada (γ = 1,4) de 10 kN/m se forma con un IPE-160 (869cm^4). Por tanto, su flecha es

$$\delta = 5qL^4/(384EI) \qquad 13{,}05 \text{ mm } (=L/307)$$

pero se quiere limitar a L/500 (= 8 mm) colocando otro perfil debajo uniendo ambos con dos montantes situados en las secciones A, situadas a una distancia Lα = 1,00 m de los apoyos (figura 34). El caso se estudia entendiendo que la carga se aplica después de colocar el refuerzo.

Para que la flecha baje de L/307 a L/500 hay que aplicar fuerzas ascendentes F_A de valor:

$$F_A \cdot \gamma = 24EI \cdot (\delta - L/500) / (\alpha L^3 (3 - 4\alpha^2)) \qquad 7{,}04 \text{ kN}$$

que producen contraflechas en el IPE-160 de -3,68 mm en la sección A y -5,05 mm en el centro. De modo que:

$$13{,}05 - 5{,}05 = 8{,}00 \text{ mm} \qquad (=L/500)$$

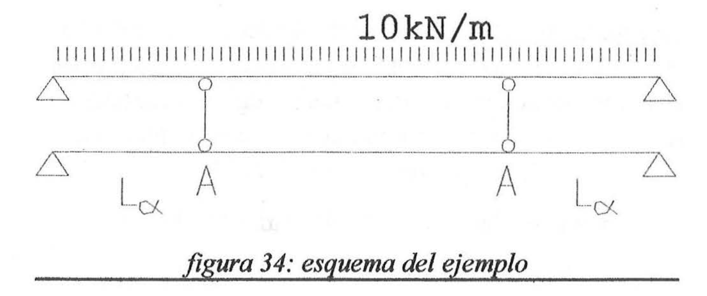


figura 34: esquema del ejemplo

Para que el sistema sea compatible el perfil inferior desciende la misma distancia δ_A=3,68 mm y este requisito permite obtener la inercia del refuerzo inferior:

$$I_R = F_A\,\alpha^2 L^3\,(3-4\alpha)\,/\,(6E\delta_A) \qquad 568\ \text{cm}^4$$

Hasta aquí es lo ya estudiado. Ahora se analiza el comportamiento de este conjunto ante los dos fenómenos citados: pérdida de rigidez y entrada en carga forzada.

PÉRDIDA DE RIGIDEZ

El deterioro de un forjado puede simularse como una pérdida paulatina de rigidez (que en nuestro ejemplo afecta al perfil IPE-160). Y, supuesto que se halla completamente cargado, le colocamos un refuerzo debajo.

La pérdida de rigidez provoca una transferencia de carga F_A al perfil inferior (definida como un porcentaje β de la carga total qL, y que se le irá dando valores para tomarla como dato), lo que produce una flecha en la sección A del refuerzo (de inercia I_R) de valor:

$$\delta_A = (\beta qL)\cdot\alpha^2 L^3\,(3-4\alpha)\,/\,(6EI_R)$$

que ha de coincidir con el incremento de la flecha en A del perfil inicial que se produce a causa de su menor rigidez (deterioro).

> Este incremento es la diferencia entre la flecha que producen las dos acciones (q,F_A) cuando la inercia es $I_{Deteriorada}$, respecto de la que tenía con la carga q cuando la inercia sana era I_{160}.

Y cuyas ecuaciones son —las de siempre—:

Δ de flecha en A debida a q cuando se deteriora

$$\delta_{A,q} = q\alpha L^4\,(\alpha^3-2\alpha^2+1)\,/\,(24E)\cdot[1/I_D - 1/I_{160}]$$

contraflecha en A debida a la carga $F_A = \beta qL$ que se genera al apoyarse en el refuerzo:

$$\delta_{A,P} = (\beta qL)\cdot\alpha^2 L^3\,(3-4\alpha)\,/\,(6EI_D)$$

Por tanto, fijado un valor de F_A (dato) se obtiene δ_A en el refuerzo, lo que permite determinar la inercia deteriorada I_D del perfil inicial para que descienda en A ese mismo valor δ_A.

Dando distintos valores a F_A, y usando una inercia cualquiera para el refuerzo, como por ejemplo la calculada antes (568 cm^4), resulta el siguiente cuadro:

$\beta=2F_A/qL$ (%)	10	20	30	40
I_D/I_{160} (%)	76	58	44	33
Δflecha = $L/\Delta\delta_{máx}$	1786	877	582	427
$M_{máx}/M_{isos}$ (%)	90	80	70	60
σ_D/σ_{160}	1,18	1,38	1,59	1,82

en el que se aprecia que, aún con perdidas muy notables de rigidez, el perfil inicial tiene a su cargo todavía una buena parte de la carga. Eso hace que las solicitaciones que debe soportar, aunque vayan disminuyendo, son relativamente mayores cada vez y, en consecuencia, se puede producir el agotamiento resistente del perfil inicial (lo que depende de la relación entre pérdida de rigidez y pérdida de resistencia). Esto es lo que contiene la última fila (relación entre la tensión del perfil deteriorado y la del perfil inicial si la resistencia cayera a la misma velocidad que la inercia). También se ha incluido el muy leve incremento de flecha (en el centro del perfil original). A este respecto hay que apuntar que la flecha que tuviera el perfil antes de colocar el refuerzo sólo tiene un interés constructivo o funcional.

Todas estas circunstancias dependen poco, en lo esencial, de la rigidez que se le dé al refuerzo. Para confirmarlo, se añaden dos lineas a la tabla anterior en la que la inercia del refuerzo se ha multiplicado por 5:

$\beta=2F_A/qL$ (%)	10	20	30	40
I_D/I_{160} (%)	86	73	60	49
σ_D/σ_{160}	1,05	1,10	1,17	1,22

Por consiguiente, si se quiere adoptar medidas de seguridad en un forjado cargado en proceso de degradación, la mera colocación del refuerzo no ayuda casi a lo existente, mientras no se ponga en carga, ya que la sola pérdida de rigidez apenas aumenta la transmisión de carga al refuerzo y además las tensiones de lo existente también crecen. Esto es similar (evidentemente se trata del mismo fenómeno) a lo que se concluía en 2.3.4 apartado: "*plazo infinito*"): a largo plazo, deformaciones y tensiones aumentan.

PUESTA EN CARGA

Si el IPE-160 y el refuerzo inferior se acuñan entre sí en A, lo primero que debe indicarse es que la rigidez del sistema no cambia. Concretamente, si al conjunto de los dos perfiles sin carga alguna, se les acuña cualquier cantidad (que no haga sobrepasar en ningún punto los términos elásticos, naturalmente) se produce una flecha

en el centro del IPE-160 hacia arriba δ_1. Si después se aplica la carga total q, la flecha en el centro del IPE será δ_2 hacia abajo, resultando siempre que:

$$|\delta_2|-|\delta_1| = 8{,}00 \text{ mm} = L/500 \quad (\text{para } I_R = 568 \text{ cm}^4)$$

Naturalmente, esta constancia de flecha se produce sólo para las cargas que sean trasladadas por el sistema completo de la figura 34. Quiero decir: que si el refuerzo no se acuña, F_A será inicialmente nula, pues sólo captará las cargas aplicadas después que él y consecuentemente δ_1=0; que se acuña suficientemente, pues el refuerzo colaborará en el traslado de todas las cargas, se coloquen antes o después que él, ya que el efecto del acuñado es generar una fuerza en A que se añade a la F_A que hubiera.

Luego este es el asunto a resolver: cómo valorar la amplitud del acuñado para que quede asegurada la colaboración del refuerzo ante toda la carga, se aplique cuando se aplique, con respecto a las cargas que ya haya.

Volviendo al ejemplo, si se quiere que el refuerzo asegure que la flecha máxima del IPE-160 sea L/500, todo lo que hay que hacer es asegurar que, cuando esté aplicada la carga total q, el perfil original reciba en A sendas fuerzas ascendentes de valor: $F_A{\cdot}\gamma$ = 7,04 kN (valor que ya se obtuvo al principio del ejemplo).

Esto supone que hay que forzarle para que cuando esté aplicada toda la carga q el perfil quede sobreelevado en A una cantidad δ_A=3,68 mm. Que el refuerzo se aplica antes que la carga q, pues en teoría no habría que acuñar; que el refuerzo se aplica con toda la carga puesta, pues hay que hacer subir el IPE-160 en A los 3,68 mm desde la cota en la que esté; que hay cualquier porcentaje de carga a la hora de montar el refuerzo, pues debe ascender en proporción a la carga existente, según la siguiente relación:

$$\text{elevación en A:} \quad 3{,}68 \cdot q_{exist} / q_{total} \qquad [1]$$

ya que esa elevación supone estar generando la fuerza F_A correspondiente a la carga ya aplicada y por tanto metiéndola en el sistema, aunque estuviera aplicada con anterioridad.

Conocido lo que debe ascender el perfil superior sólo falta conocer lo que debe descender el inferior, ya que su suma es la amplitud que hay que conseguir con el acuñado, y esta cuestión depende de la rigidez del perfil de refuerzo. Si fuera de la misma rigidez que el IPE-160 inicial, el ascenso de 3,68 mm en éste supone un descenso similar del refuerzo, ya que la fuerza que ejerce el acuñado abre por igual a ambas piezas por ser igual de rígidas, luego hay que abrir con las cuñas un espacio de 7,36 mm. En general, la deformación de cada uno será inversamente proporcional a sus rigideces. De modo que el perfil de refuerzo, siempre que su deformación no esté limitada por alguna razón, se puede elegir por razones de resistencia, o sea, basta con que resista el momento que produce esa carga puntual $F_A{\cdot}\gamma$ = 7,04 kN:

$$\text{momento del refuerzo } M=F_A{\cdot}\gamma{\cdot}\alpha L=7{,}04 \text{ kN·m}$$

$$\text{Módulo resistente } W = M / f = 27 \text{ cm3}$$

valiendo en este caso un IPE-100 (W = 34,2 cm^3; I = 171 cm^4). Como esta inercia del refuerzo IPE-100 es [171/869=0,20] el 20% de la del perfil inicial IPE-160 se puede determinar el espacio que deben abrir las cuñas:

$$3{,}68 \cdot (1+1/0{,}20) = 22{,}1 \text{ mm}$$

cantidad correspondiente a la totalidad de la carga y que se reduciría con la relación ya indicada en [1] si se hubiera aplicado ya parte de aquella.

Veamos un segundo caso: Supongamos que la condición buscada sea que el IPE-160 esté sometido al menor momento posible, lo que ocurre al igualar sus momentos positivo y negativo, o sea $M^+=M^-=q\gamma{\cdot}2^2/16=$ 2,50 kN·m y con eso se determina $F_A{\cdot}\gamma$=17,5 kN que se alcanza si el perfil asciende (ahorrando cálculos al aprovechar la proporcionalidad y lo ya hecho):

$$\delta_A = 3{,}68 \cdot 17{,}5 / 7{,}04 = 9{,}13 \text{ mm}$$

esa fuerza implica un momento en el refuerzo de valor $M=F_A{\cdot}\gamma{\cdot}\alpha L$=17,5 kN·m con el que se dimensionaría el perfil del refuerzo, por ejemplo, por resistencia:

$$W = M/f = 17{,}5{\cdot}100/26 = 67{,}3\text{cm}^3$$

que se cubre con un IPE140 (W=77,3cm^3; I=541cm^4), en cuyo caso hay que abrir un espacio para toda la carga de

$$9{,}13 \cdot (1+1/(541/869)) = 23{,}8 \text{ mm.}$$

- o -

Yo diría que lo más delicado de los resultados de estos dos ejemplos es su parecido. En menos de 2 mm las fuerzas aplicadas son enormemente distintas. Pero de esto se hablará en la conclusión.

ALGUNAS CONSIDERACIONES FINALES

Hay algunas circunstancias que pueden no haber quedado explícitas en el ejemplo y que deben aclararse para proceder al refuerzo inferior de un forjado:

- En el ejemplo seguido no habría grandes diferencias entre los cálculos y las mediciones que se pudieran llevar a cabo sobre una construcción semejante a lo descrito, ya que el material y las condiciones del modelo se acercan a la descripción teórica. Sin embargo, en el caso real de un forjado de

madera ocurre que: los parámetros mecánicos distan mucho de ser constantes, los apoyos en los muros tendrán un cierto empotramiento con una rigidez a flexión desconocida, la simetría no existe y la proporcionalidad entre fuerzas y movimientos, tampoco; por lo que lo anterior sólo se puede ajustar —si hiciera falta— midiendo sobre el terreno.

- Las deformaciones iniciales que ya tenga cualquier forjado previamente a su reparación deben entenderse como constructivas con respecto de la nueva situación reforzada. Podrá nivelarse el plano superior o dejarse en el estado que estuviere todo, pero no afectan al cálculo.

- El cálculo más sencillo de refuerzo consiste en obtener la fuerza F_A para la cual el forjado reduce las solicitaciones al mínimo, o sea, igualando momentos positivos y negativos (lo que prácticamente asegura que el límite de deformación está cumplido —ver 2.3.3 y figura 29—). Con esta fuerza, obtener el momento que se produce en el refuerzo y dimensionarlo por resistencia. Finalmente, determinar el espacio que debe abrir la cuña a partir de la rigidez y del estado de carga.

- o -

Para llevar a cabo todo esto es conveniente que cada vigueta quede acuñada constructivamente al cortaluz, pero este acuñado de puesta en carga no hay porqué hacerlo ahí. En ocasiones puede ser más sencillo colocarlo entre el cortaluz y la viga de refuerzo.

Para determinar el espacio que debe abrir la cuña suele ser suficiente con la aproximación teórica que se alcanza con los cálculos, incluso, como la realidad es más rígida que los modelos teóricos usados frecuentemente, si se separan los perfiles lo calculado se estaría sobreacuñando, o sea, aplicando fuerzas superiores a las necesarias. Esta circunstancia, como la de aumentar el acuñado para nivelar suelos deformados pueden producir deterioros en el forjado y sobre todo en los acabados que se hayan mantenido en la operación de reparación. También puede excederse la capacidad resistente de la viga de refuerzo, lo que es muy delicado cuando ésta se construye con materiales distintos de los perfiles de acero de alma llena, como por ejemplo, en las obras que se dejan vistas, debido a problemas de fragilidad (madera laminada...) o de estabilidad transversal (celosías...). De modo que no siempre es aconsejable aliviar al máximo las solicitaciones del forjado existente, que no necesita de tanta mejora.

Por todas estas circunstancias y porque el coste de ejecución de los apoyos del refuerzo en los muros o en los extremos del forjado depende muy poco de las fuerzas que se apliquen sino más bien de el propio hecho de hacerlos, es aconsejable dimensionar el refuerzo para la máxima carga que pudiera producirse (se alcance luego o no).

Por todo ello, y con esto se concluye, si hiciera falta determinar con mayor precisión el valor de la fuerza F_A basta con fijar, antes de acuñar nada, una cota en A que no se mueva al ir apretando (por ejemplo con una cuerda anclada a los extremos de la viga de refuerzo), lo que permite medir descensos y ascensos y, consecuentemente, se dispone de la rigidez relativa del forjado respecto del refuerzo —en esa banda de solicitaciones—. Como la diferencia entre los parámetros estáticos de la viga de refuerzo (un perfil metálico apoyado en los extremos) y su modelo de cálculo son casi nulas se tiene un conocimiento cercano a la realidad de la fuerza que se está generando con la cuña a partir del descenso δ_R del refuerzo:

$$F_A = 6EI_R \cdot \delta_R / (\alpha^2 L^3 (3 - 4\alpha))$$



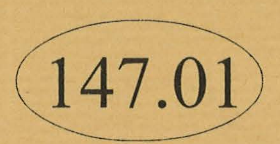
Este trabajo puede servir para asignaturas de estructuras, para programas de doctorado sobre análisis e intervención de estructuras antiguas del Departamento de Estructuras de Edificación, para asignaturas de Historia de la Construcción y para el Máster de Restauración e Intervención en el Patrimonio.

NOTAS

NOTAS

NOTAS

CUADERNO



CATÁLOGO Y PEDIDOS EN
http://www.aq.upm.es/of/jherrera
info@mairea-libros.com

